



Reporte de Investigación LM- PI - PV- IN- 10 - 04

## **CARACTERIZACIÓN MECANÍSTICA DE MATERIALES GRANULARES PARA PAVIMENTOS**

### **INFORME DE AVANCE**

**Investigador principal**

Ing. Mónica Jiménez Acuña

**Investigadores asociados**

Ing. Fabricio Leiva Villacorta

**DICIEMBRE 2004**

# 1. RESUMEN

El propósito de este proyecto de investigación es desarrollar y evaluar las herramientas que podrían ser utilizadas para el impulso de especificaciones y predicción del desempeño de materiales granulares que forman parte de un pavimento.

Como objetivos específicos tenemos:

- Un método de ensayo desarrollado para materiales que se encuentran en nuestro medio, del cual se obtendrían las propiedades ingenieriles fundamentales, incluyendo la rigidez que depende del estado de esfuerzos y las características de deformación permanente de los materiales granulares.
- Modelos mecanísticos simples de análisis para realizar una mejor simulación del comportamiento no lineal de los materiales granulares y permitir una predicción más realista del comportamiento y deformación de los materiales dentro del pavimento.

Se llevó a cabo un estudio intensivo de precisión Interlaboratorial para establecer el efecto de los siguientes factores, preparación de la muestra y estado de esfuerzos aplicados. Un programa de ensayos en diferentes fuentes de materiales granulares para obtener sus propiedades mecánicas dinámicas (en términos de deformación permanente y módulo resiliente) bajo distintas condiciones de densidad y humedad.

## **2. INTRODUCCIÓN**

### **2.1. Antecedentes.**

#### **2.1.1 Uso de materiales granulares en Costa Rica.**

Debido al bajo costo de los materiales granulares en Costa Rica existen gran cantidad de caminos a lo largo y ancho del territorio construidos con estos materiales, que son tomados por facilidad, de zonas cercanas del sitio de compactación, dándose así gran variedad de fuentes de materiales, desde rocas quebradas de tajo como gravas de río hasta materiales tipo lastre de baja calidad.

Dentro del diseño estructural del pavimento es importante considerar los siguientes factores: tipo y calidad de materiales a ser utilizados, cargas a las cuales el pavimento será sometido en su vida útil, el clima tropical húmedo que impera en la mayoría del territorio, pues esto afecta las consideraciones ambientales a tomar en cuenta a la hora del diseño del pavimento, ya sea para la colocación de drenajes u otros sistemas para la evacuación del agua. Las condiciones de congelamiento no tienen que ser consideradas en el diseño pues el país no sufre esta condición tan crítica que se da en otros países.

#### **2.1.2 Especificaciones actuales y estándares de construcción para materiales granulares.**

Las especificaciones actuales de materiales granulares sin estabilizar se encuentran en el manual “Especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes de Costa Rica”, CR-2002, dentro del Capítulo 300, cuyo título es Subbase y Bases. El capítulo está dividido en secciones, la sección 302 es la que está dedicada a los materiales granulares utilizados para base.

Dichas especificaciones están basadas en normas internacionales, que no se han estudiado con suficiente base científica para su validación dentro de las condiciones específicas de nuestro país. También en el desempeño observado de los agregados y el control de compactación cuyo monitoreo se ha llevado a cabo a través de evaluaciones con ensayos de laboratorio como ensayos de campo.

Las especificaciones clasifican los diferentes materiales con base en ensayos de laboratorio para evaluar las características físico-mecánicas cuyo valor se considera crítico para su uso, ya sea para bases o subbases.

Dentro de las características a ser evaluadas se encuentran:

1. Calidad del material: resistencia de las partículas, dureza y durabilidad.
2. Tamaño y forma de las partículas de agregado: granulometría y caras fracturadas.
3. Plasticidad de los finos presentes en el material.

En general, los requerimientos de granulometría y plasticidad están correlacionados con el desempeño a corto plazo (o resistencia mecánica) de los materiales, mientras que los requerimientos de calidad del material están correlacionados con el desempeño a largo plazo de los materiales (degradación del material debido a las cargas de tránsito y condiciones climáticas).

Las especificaciones actuales proveen de un nivel aceptable para la construcción de bases y subbases pero no son una garantía total, pues el desempeño a futuro del pavimento depende de los estándares de diseño y construcción, cargas de tránsito, condiciones específicas del lugar de construcción e influencias ambientales.

También se abarcan los procedimientos de compactación, que tratan de lograr un mejor y uniforme producto. El enfoque no considera cómo determinar estándares óptimos de compactación para los diferentes materiales de base y subbase utilizando diferentes

métodos de construcción y opciones de drenajes. Todos estos factores que no están contemplados afectan la calidad del producto final.

### **2.1.3 Procedimientos actuales de diseño**

A lo largo del tiempo, en Costa Rica se han adoptado métodos empíricos de diseño basados en los resultados de CBR (California Bearing Ratio) para los materiales granulares. Sin embargo, en años recientes se han dado cambios en la tecnología de pavimentos, donde se han aceptado métodos mecanísticos o estructurales debido a la introducción de nuevas técnicas de construcción, alternativas de materiales y procesos. Lo que está conduciendo a cambiar el criterio de CBR de la subrasante por el criterio de esfuerzos-deformaciones que se podrían presentar dentro de las capas del pavimento.

Esta transición ha sido difícil pues la contribución de las capas granulares al desempeño de todo el pavimento se ha asumido como un valor fijo y tampoco se han considerado las características de deformación permanente de las capas granulares.

### **2.1.4 Nuevos retos**

Es por lo expuesto anteriormente, que con este proyecto de investigación se pretende introducir al país dentro de las nuevas corrientes de diseño que tratan de explicar de una manera más realista el comportamiento de los pavimentos.

Por lo tanto, hay nuevos parámetros relacionados directamente con el desempeño en el campo, esto es, módulo resiliente y deformación permanente, que no están incluidos dentro de las especificaciones actuales, por lo que los rangos aceptables de dichos parámetros todavía no han sido establecidos.

En cuanto a las consideraciones de compactación, se debería establecer un procedimiento nacional que considere los problemas antes mencionados a través del establecimientos de correlaciones de módulo resiliente y deformación permanente y el

esfuerzo de compactación y las condiciones de humedad de los diferentes materiales granulares.

Los procedimientos de diseño macanísticos no se podrían desarrollar completamente si no se cuenta con datos confiables como entrada para los modelos de comportamiento, o que los modelos de predicción de desempeño no se puedan validar. Con el desarrollo de esta investigación se tratará de proveer con las diferentes herramientas para lograr un desarrollo más aproximado a la realidad de los pavimentos.

Una preocupación creciente es la excesiva deformación permanente en bases granulares y subbases debido a las crecientes cargas de tránsito. De ahí nace la necesidad de desarrollar y mejorar los métodos de predicción de desempeño pues los factores como cargas axiales, cargas repetidas, aumento de la presión de llanta, y el aumento del grosor de las capas granulares son las causas principales del deterioro.

Todo lo anterior conduce a buscar una disminución de los costos de construcción pues se trata de llegar a un uso óptimo de materiales en cada situación en particular y un mejoramiento en las estimaciones de los costos de operación durante la vida útil.

## **2.2 Conceptos introductorios.**

Dentro de este proyecto de investigación se incluye el uso de equipos de laboratorio de última generación para determinar las propiedades físico-mecánicas de los materiales que están incluidos dentro de los *modelos mecanísticos* de análisis de pavimentos. El comportamiento de los materiales granulares se analizan desde el punto de vista de los *esfuerzos de reacción* y de *falla*, los cuales se consideran los principales indicadores del desempeño.

Se entiende como *modelos mecanísticos* todas aquellas representaciones para el análisis del comportamiento de los pavimentos que incluyen las propiedades mecánicas fundamentales de los materiales. Los *esfuerzos de reacción* son los que se presentan

cuando el pavimento es sometido a cargas repetitivas como lo son las cargas de tránsito. Los *esfuerzos de falla* se dan cuando el material ya no puede continuar soportando las cargas ya sean repetitivas o estáticas (tales como desprendimientos, deformación o fatiga). Los datos de esfuerzos son obtenidos de los resultados de los ensayos de laboratorio.

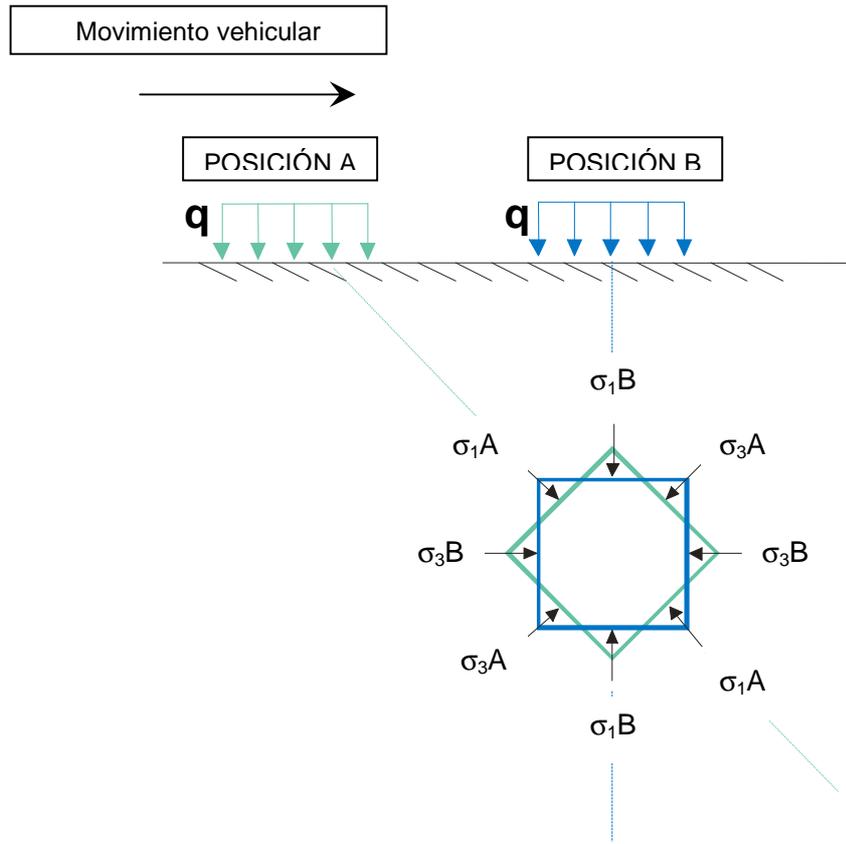
La definición de *desempeño* es la interpretación que incluye las condiciones estructurales y funcionales del pavimento en un momento dado dentro de la vida útil del mismo (Ullidtz, 1987).

El desarrollo de modelos de esfuerzos de reacción y falla dentro de los modelos de desempeño para predecir el comportamiento de los pavimentos puede estar basado en:

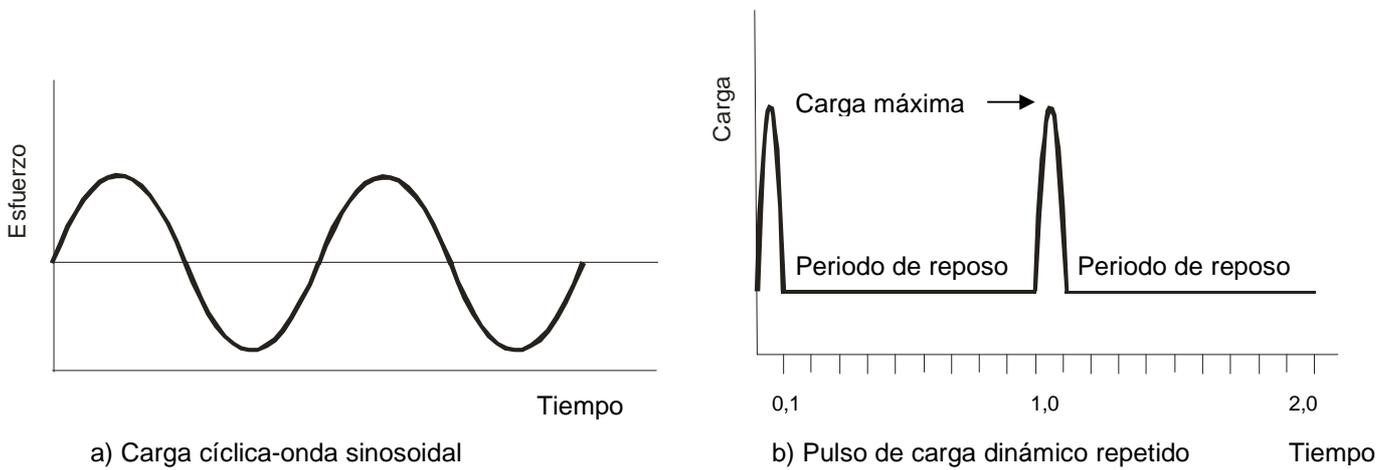
1. Modelos matemáticos basados en las propiedades mecánicas fundamentales; y
2. Relaciones empíricas.

Los métodos mecanísticos de diseño no podrían ser utilizados de manera completa si no se pueden obtener los datos de entrada para el modelo de respuesta de una manera práctica y que tienen que cumplir con 3 cualidades esenciales: bajo costo, confiabilidad y reproducibilidad.

Las *cargas dinámicas* se producen cuando el tráfico de vehículos se mueve a lo largo de la superficie del pavimento, un gran número de pulsos de esfuerzos rápidamente aplicados de magnitud variable son aplicados a cada elemento de material subyacente y hasta cierta distancia fuera de los lados del paso de la llanta (Figura 1). Cerca de la superficie el pulso de esfuerzo tiene una forma haversiana pronunciada. Por lo tanto, se han desarrollado métodos de ensayo de laboratorio que simulen este tipo de cargas, por lo que se tiene equipos que aplican una serie de pulsos de carga que están separados por un período de reposo (Figura 2). El módulo resiliente del material ensayado es determinado a partir de los resultados de los estos ensayos dinámicos.



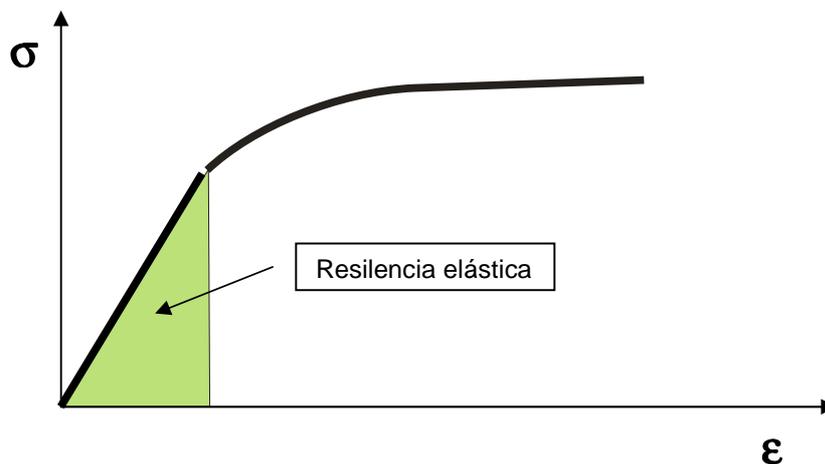
**Figura 1.** Rotación de los ejes de esfuerzos de un elemento cuando un vehículo circula por la superficie (Barksdale et al 1997).



**Figura 2.** Tipos de cargas dinámicas (Barksdale et al 1997).

El *módulo resiliente* se utiliza para el análisis multicapa, y es una variable muy importante para predecir los esfuerzos resilientes (recuperables), deformaciones y deflexiones dentro de un pavimento flexible. También se puede relacionar con la deformación permanente de materiales sin estabilizar. También ahora es utilizado en la Guía de Diseño AASHTO aunque está basado en modelos estadísticos en lugar de los principios de diseño mecánicos. El uso extendido del módulo resiliente en el diseño del espesor de capa indica que es de suma importancia la obtención de valores confiables de esta variable de diseño.

El *módulo resiliente* es un índice que indica la capacidad de cualquier material para almacenar o absorber energía sin deformación permanente (Figura 3) . Es igual al esfuerzo axial pico repetido dividido entre la deformación axial recuperable que ocurre dentro del espécimen. La deformación axial resiliente es igual a la deformación recuperable a la cual el espécimen se ve sometido cuando es sometido a un pulso, dividida por la distancia axial donde la deformación es medida.



**Figura 3.** Resiliencia elástica de cualquier material (Popov, 1976).

El módulo resiliente se designa como  $M_r$  y se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_r = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_{1r}}$$

Donde

$M_r$  = Módulo resiliente

$(\sigma_1 - \sigma_3)$  = Esfuerzo máximo axial repetido (esfuerzo desviador)

$\epsilon_{1r}$  = deformación axial

También el módulo resiliente es conocido como el *módulo de elasticidad*.

En un ensayo dinámico el esfuerzo máximo aplicado ocurre antes de que se desarrolle la deformación máxima por lo que se dice que el esfuerzo y la deformación están desfasados uno de otro. Debido a este desfase el concepto de módulo resiliente es una aproximación.

El módulo de Poisson es la razón del valor de la deformación lineal en dirección lateral a la deformación lineal en dirección axial. El módulo de Poisson resiliente se designa como  $\nu_r$  y se calcula con la siguiente fórmula:

$$\nu_r = \frac{-\epsilon_{3r}}{\epsilon_{1r}}$$

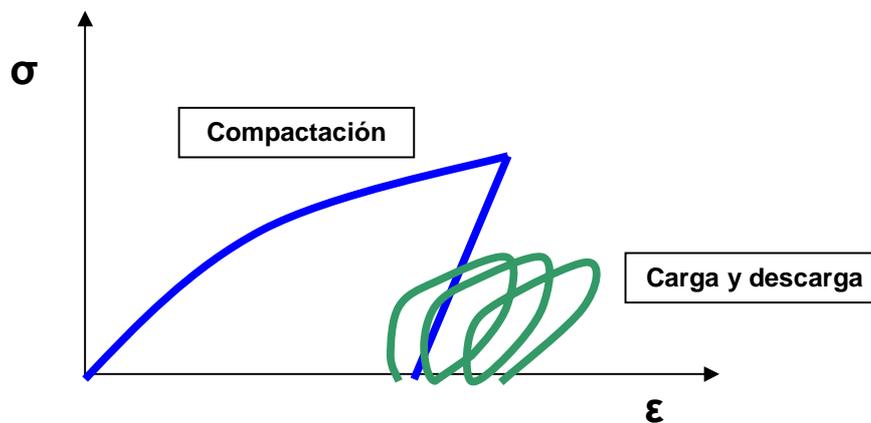
Donde

$\nu_r$  = módulo de Poisson resiliente

$\epsilon_{3r}$  = deformación radial resiliente

$\epsilon_{1r}$  = deformación axial resiliente

Los pavimentos se compactan con esfuerzos constructivos mucho mayores que las cargas de diseño produciendo en el pavimento los *esfuerzos residuales iniciales*, que son los esfuerzos laterales a los cuales las capas se ven sometidas por los equipos de construcción del pavimento. El estado de esfuerzos completo consiste en un efecto combinado de los esfuerzos residuales iniciales que quedan luego de la construcción y los esfuerzos dinámicos causados por las cargas de tránsito (Figura 4), de manera que corresponde una modelación de comportamiento *resiliente* bajo ciclos de carga y descarga.



**Figura 4.** Ciclos de carga y descarga en estructura de pavimento.

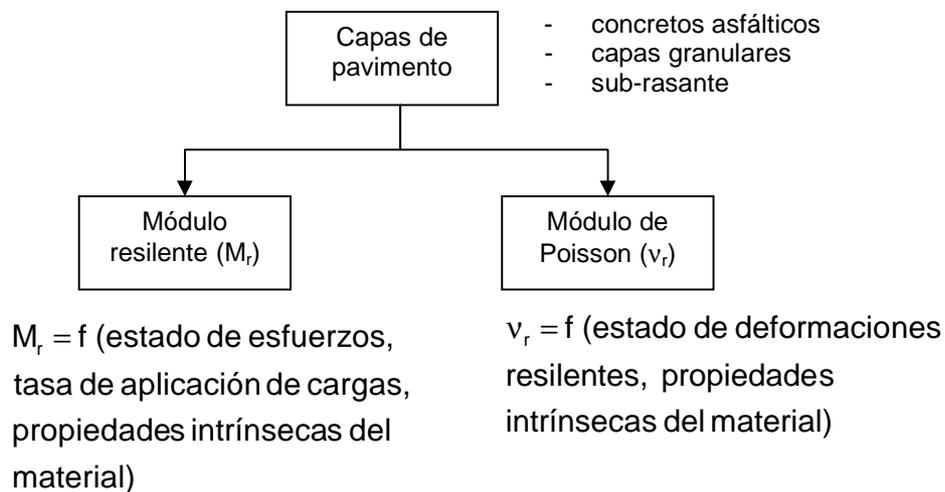
Observaciones:

- Acumulación de micro-deformaciones permanentes.
- Sistemas elásticos, equivalentes-elásticos, o no-lineales elásticos no modelan la deformación plástica acumulada ("roderas").

- Metodologías mecanísticas convencionales se basan en teorías elásticas, pero “ $\epsilon_p$ ” debe calcularse con base en la máxima respuesta elástica, a partir de las cargas de tránsito aplicadas. Ejemplo: aplicación de leyes de fatiga y deformación plástica a partir de la estimación de una deformación elástica unitaria en modelos de multi-capas elástica.

### **2.3. CARACTERIZACIÓN DE LOS MÓDULOS DE RIGIDEZ.**

La Figura 5 ilustra los métodos disponibles para la modelación de rigidez en capas de pavimentos.



**Figura 5.** Métodos para la caracterización de la rigidez de materiales para pavimentos.

### **2.4. ESQUEMA GENERAL NORMALIZADO DE MODELACIÓN.**

Anteriormente se utilizaban modelos empíricos que no incluían la dependencia en el estado de esfuerzos, basados en el CBR (California Bearing Ratio). Estos modelos simplistas se han utilizado a lo largo del tiempo hasta que se lograron desarrollar equipos de laboratorio que pueden simular los estados de esfuerzos que se pueden presentar en las capas del pavimento. En la Tabla 1 se presenta un resumen de algunos modelos empíricos.

Expresión matemática del modelo ( $M_r$ en MPa)	Referencia
$M_r = 10 \cdot \text{CBR}$	Método de diseño Shell Heukelom y Foster (1960)
$M_r = 38 \cdot \text{CBR}^{0,711}$	Cuerpo de Ingenieros de Los Estados Unidos Green y Hall (1975)
$M_r = 18 \cdot \text{CBR}^{0,64}$	TRRL Lister (1987)
$M_r = 21 \cdot \text{CBR}^{0,65}$	Consejo de Suráfrica Ayres (1997)
$M_r = B \cdot \text{CBR}$	Guía de Diseño AASHTO 93 con $5,25 < B < 21$ ; $B = 10,5$ para $\text{CBR} < 10$
$M_r = 6,5 \cdot \text{CBR}^{0,625}$	Colombia Suelos de Bogotá

**Tabla 1.** Ejemplos de modelos empíricos para suelos.

Los materiales granulares sin estabilizar utilizados como bases y subbases en pavimentos flexibles exhiben una dependencia direccional de su rigidez bajo un estado de esfuerzos en particular al cual el material es sometido. Esta dependencia direccional del comportamiento resiliente puede ser representado adecuadamente con funciones exponenciales dependientes del estado de esfuerzos en la capa granular.

**Modelo Presión de confinamiento:** Este modelo fue desarrollado por Seed y otros autores en 1967, su ecuación fue desarrollada en arenas y gravas en estado seco y saturado bajo carga triaxial dinámica, las constantes  $k_1$  y  $k_2$  son provienen de la regresión.

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$$

**Modelo K- $\theta$ .** Este modelo ha sido el más utilizado como modelo no lineal del módulo resiliente. Apareció por primera vez en la Guía AASHTO de diseño de estructuras de pavimento en 1993 desarrollado por Hicks y Monismith en 1971. El módulo resiliente está expresado como una función de los esfuerzos principales ( $\theta$ ) a los cuales el espécimen está sometido. El *primer invariante de esfuerzos*  $\theta$  es igual a la suma de los esfuerzos principales ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ) que actúan en el espécimen. La relación entre  $M_r$  y  $\theta$  es una recta en un gráfico log-log. Como resultado, las constantes  $k_1$  y  $k_2$  se obtienen del análisis de regresión lineal del gráfico. La desventaja de este modelo es que no toma en cuenta los efectos del esfuerzo cortante.

$$M_r = k_1 \cdot \theta^{k_2}$$

Modelos simples que toman en cuenta los efectos del esfuerzo cortante:

**Modelo Uzan:** Desarrollado por J. Uzan. Considera al primer invariante de esfuerzos  $\theta$  y el esfuerzo desviador  $\sigma_d$ . El esfuerzo desviador está relacionado directamente con el máximo esfuerzo cortante  $\tau_m$  aplicado al espécimen. ( $\tau_m = \sigma_d / 2$ ). Las tres constantes  $k_3$ ,  $k_4$  y  $k_5$  debe ser evaluadas en un análisis de regresión múltiple de una secuencia de ensayos dinámicos de módulo resiliente.

$$M_r = k_3 \cdot \theta^{k_4} \cdot (\sigma_d)^{k_5}$$

**Modelo esfuerzo cortante octahédrico:** Desarrollado por Witczak y Uzan. Considera un cambio en el esfuerzo desviador por el esfuerzo cortante octahédrico que es un parámetro fundamental. Los esfuerzos fueron normalizados utilizando la presión atmosférica. Tiene la misma precisión que el modelo anterior pues el esfuerzo desviador y el esfuerzo octahédrico son proporcionales.

$$MR = k_1 \cdot Pa \cdot \left( \frac{\theta}{Pa} \right)^{k_2} \cdot \left( \frac{\tau_{oct}}{Pa} \right)^{k_3}$$

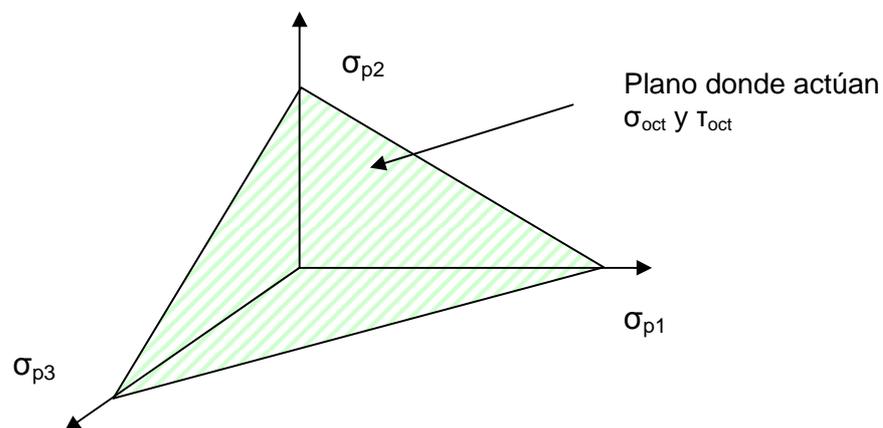
donde

$k_1, k_2$  y  $k_3$  = constantes propias de cada material

$\theta = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$

$Pa$  = presión atmosférica, y

$\tau_{oct}$  = esfuerzo cortante octahédrico (Ver Figura 6)



**Figura 6. Concepto de esfuerzo cortante octahédrico.**

Notas:

1. Si  $k_3 = 0$  entonces

Para materiales  $MR = k_1 \cdot Pa \cdot \left( \frac{\theta}{Pa} \right)^{k_2}$  granulares.

2. Si  $k_2 = 0$  entonces

$$MR = k_1 \cdot Pa \cdot \left( \frac{\tau_{oct}}{Pa} \right)^{k_3}$$

Para materiales cohesivos.

**Modelo UT-Austin:** Desarrollado en la Universidad de Texas-Austin, utiliza la presión de confinamiento en lugar del primer invariante de esfuerzos del modelo anterior. Este modelo utiliza la deformación axial ( $\epsilon_a$ ) en lugar del módulo resiliente, y utiliza el  $\sigma_d$  y la presión de confinamiento  $\sigma_3$  como predictores independientes.

$$M_r = N_6 \cdot \sigma_d^{N_7} \cdot (\sigma_3)^{N_8}$$

Donde:

$$N_6 = K_6 = 10^a$$

$$N_7 = 1 - K_7$$

$$N_8 = -K_8$$

**Modelo UTEP:** Desarrollado por la Universidad Texas-El Paso, utiliza el primer invariante de esfuerzos y la deformación axial como variables predictoras. Como el módulo resiliente es igual al esfuerzo desviador repetido dividido entre la deformación axial resiliente, en realidad la deformación está presente en ambos lados de la ecuación.

$$M_r = k_9 \cdot \theta^{k_{10}} \cdot \epsilon_a^{k_{11}}$$

Donde

$\varepsilon_a$  = deformación axial resiliente

**Modelo Lytton:** modelo que contempla la no saturación en materiales granulares dentro de los pavimentos. Se añade un término de succión al modelo de Uzan.

$$MR = k_1 \cdot Pa \cdot \left( \frac{\theta - 3k_4}{Pa} \right)^{k_2} \cdot \left( \frac{\tau_{oct}}{Pa} \right)^{k_3}$$

donde

$k_1, k_2$  y  $k_3$  = constantes propias de cada material

$k_4 = \varphi f(h_m)$

$\varphi$  = contenido volumétrico de agua

$f$  = función del contenido volumétrico de agua

$h_m$  = succión

$\theta = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$

$Pa$  = presión atmosférica, y

$\tau_{oct}$  = esfuerzo cortante octahédrico (Ver Figura 6)

**Modelo de 4 parámetros:** Desarrollado por Itani, modifica dentro del modelo de Uzan el efecto de la presión de confinamiento ( $\sigma_3$ ) y cambia el invariante de esfuerzos por esfuerzos promedio.

**Modelo de la Guía de Diseño 2002:** Al respecto, los resultados del Proyecto 1-28 A entregan un protocolo armonizado de ensayo para el MR. Este protocolo asegura el uso de un modelo no - lineal del módulo resiliente, aplicable para todos los tipos de materiales no ligados para pavimentos, desde las arcillas más plásticas hasta las bases granulares más limpias.

$$M_R = F_{\text{humedad}} * F_{\text{densidad}} * K_1 * P_a * \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{K_2} * \left( \frac{\tau_{\text{oct}}}{P_a} + 1 \right)^{K_3}$$

El MR se representa a través del modelo universal, que se muestra a continuación:

Donde las variables  $F_{\text{humedad}}$  y  $F_{\text{densidad}}$  se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$F_{\text{humedad}} = a + \frac{b - a}{1 + \exp\left(\ln\left(\frac{-b}{a}\right) + K_S * (S - S_{\text{opt}})\right)}$$

$$F_{\text{densidad}} = \left( \frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{dmáx}}} \right)^{K_Y}$$

Donde:

MR = módulo resiliente (en Pa);

$p_a$  = presión atmosférica (usado para normalizar las unidades del MR);

$k_1, k_2, k_3$  = constantes de regresión, las cuales son funciones del tipo específico y propiedades físicas del material;

$F_{\text{Humedad}}$  = factor de corrección, dependiente de la humedad en el material;

$F_{\text{Densidad}}$  = factor de corrección, dependiente de la densidad del material;

$\gamma_d$  y  $\gamma_{\text{dmáx}}$  = peso unitario seco y peso unitario seco máximo, respectivamente;

$S$  y  $S_{\text{opt}}$  = grado de saturación y grado de saturación óptimo, respectivamente;

$k_s, k_y$  = constantes de regresión, dependientes de la humedad y de la densidad del material;

$a, b$  = constantes de regresión;

$\theta$  = esfuerzo de deformación, representado por la suma de todos los esfuerzos normales actuando en un punto dado;

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  = esfuerzos normales aplicados en un punto dado;

$\tau_{oct}$  = esfuerzo octahédrico de corte actuando en el material.

Modelos avanzados:

Un buen número de modelos avanzados de módulo resiliente se han propuesto para materiales granulares. Muchos de estos modelos requieren de instrumentación especial, la evaluación de constantes de los materiales es complicada a pesar de que se obtiene una mejor aproximación del módulo resiliente. Se presenta un pequeño resumen de estos modelos.

**Modelo K-G:** modelo no lineal del módulo secante (K) y el módulo de cortante secante (G), los cuales son función del estado de esfuerzos.

$$G = A \times F(e) \times (OCR)^{k_s} \times (\sigma')^n$$

Donde:

G = módulo de rigidez al cortante.

F(e) = función volumétrica, que depende del tipo de material (plasticidad) y el nivel de vacíos (%).

$$F(e) = \frac{[B - e]^2}{[1 + e]}$$

OCR = tasa de pre-compactación.

$\sigma'$  = esfuerzo vertical efectivo.

Material	A	B	n
Roca triturada (Prange)	7230	2.97	0.38
Grava redondeada (Kokusho y Esashi)	13000	2.17	0.55
Grava (Tanaka y otros)	3080	2.17	0.60
Arenas redondeadas (Hardin y Richard)	7000	2.17	0.50
Arenas angulosas (Hardin y Richard)	3300	2.97	0.50
Arenas limpias (Shibata y Soelarno)	42000	0.67	0.50
Caolinita (Hardin y Black)	3300	2.97	0.50
Bentonita (Marcuson y Wahls)	450	4.40	0.50
Arcillas no alteradas (Kokusho y otros)	141	7.32	0.60

**Tabla 2.** Coeficientes para diferentes tipos de materiales.

**Modelo de contorno:** Desarrollado por Brown y Pappin, la longitud de la trayectoria de los esfuerzos seguida influencia el módulo resiliente al igual que los esfuerzos normales promedio y los esfuerzos de cortante. Se requiere de un equipo de ensayo triaxial que permita variar simultáneamente la presión de confinamiento y la axial.

**Modelo Crockford:** propone un modelo de 4 constantes que expresa el módulo resiliente como función del contenido de agua volumétrico, esfuerzos de succión del suelo, esfuerzo cortante octahédrico, peso unitario del material y el primer invariante de esfuerzos.

## **2.5. Técnicas de modelación mecánica.**

### **2.5.1. Ensayos de caracterización:**

Se tienen 5 tipos de equipo de carga repetida: Celda triaxial, dispositivo de cortante simple, columna resonante, cilindro hueco y celda triaxial “verdadera”.

**Celda triaxial:** En el ensayo triaxial los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  se aplican en direcciones conocidas simulando una sola rueda que aplica la carga al pavimento

directamente sobre el elemento. En la dirección axial o radial se puede saturar el espécimen. Se puede simular el drenaje lateral de una base granular en este equipo. La presión de poro se puede medir en los bordes extremos del espécimen. Se puede medir la deformación en el eje axial, radial y volumétrico. Una ventaja es que se pueden ensayar núcleos de subbase obtenidos en sitio. Como desventajas es la rotación limitada de los ejes principales de esfuerzo, la inversión de los esfuerzos de cortante. En el ensayo sólo se puede simular una rotación ortogonal de los ejes principales de los esfuerzos, por lo que no se puede representar el paso de los vehículos en el pavimento. Tampoco se puede controlar el esfuerzo principal intermedio aplicado al espécimen.

**Ensayo de torsión-cortante:** se utiliza un espécimen cilíndrico, cargado torsionalmente por cortante. El fondo del espécimen está fijo y la parte superior se somete a movimiento torsional. La frecuencia de carga es menor a 10 Hz. El módulo se determina por medio de la histéresis esfuerzo cortante-deformación cortante. Este ensayo puede usarse para determinar el módulo a deformación cortante hasta  $10^{-3}$  in/in. Para materiales pobres, las deformaciones de cortante que se desarrollan bajo las cargas altas pueden ser mayores que la capacidad del equipo de ensayo, por lo tanto es recomendable solo utilizarlo en suelos de subrasante.

**Ensayo de columna resonante:** somete al espécimen a deformaciones axiales cíclicas menores a las aplicadas por cargas de tránsito altas cerca de la superficie. No se recomienda utilizarlo para probar materiales para autopistas.

**Ensayo de cortante simple:** un esfuerzo cortante se aplica a la parte superior e inferior de un bloque cuadrado o disco. En el ensayo dinámico el esfuerzo se aplica alternativamente en cada dirección. La condición de carga es una rotación de  $90^\circ$  del eje principal de esfuerzos acompañado de una inversión del esfuerzo cortante. Representa de una manera más realista la deformación permanente debido a la inversión del esfuerzo cortante. El módulo resiliente de cortante determinado en arena utilizando el equipo de cortante y compresión dinámica triaxial son comparables en los

niveles de esfuerzos. No funciona para obtener el módulo resiliente para materiales granulares.

**Ensayo de cilindro hueco:** simula de mejor manera las condiciones de esfuerzos complejos incluyendo rotación de los ejes de los esfuerzos principales. Se utiliza un espécimen de pared gruesa, cilíndrico. El tamaño de partícula es limitado a arenas gruesas. Se puede controlar el esfuerzo aplicado en el interior del cilindro, lo que implica un control de los esfuerzos tangenciales. Sirve para estudiar la deformación permanente simulando las cargas de tránsito. No sirve como ensayo rutinario para evaluar el módulo resiliente.

**Ensayo triaxial “verdadero”:** un espécimen cúbico, capaz de controlar independientemente los 3 esfuerzos normales ortogonales aplicados. Se ha utilizado en arenas y arcillas. Sirve para investigar la influencia de los esfuerzos intermedios, anisotropía de los esfuerzos iniciales, resistencia anisotrópica y esfuerzos invariantes. No funciona como ensayo rutinario para evaluar módulo resiliente.

## **2.6. Modelos para deformación permanente.**

Para la modelación del potencial a la deformación permanente se han estado desarrollando modelos que expliquen con mayor certeza el comportamiento de los materiales granulares. La *deformación permanente* es la acumulación de deformaciones causadas por la carga y descarga de las cargas de tránsito. La deformación permanente está constituida por dos fases: compresión volumétrica permanente y movimientos laterales de cortante permanentes.

**Modelo Hiperbólico:** fue desarrollado por Duncan y Chang, es adecuado para predecir deformación plástica bajo un amplio rango de estados de esfuerzos bajo carga estática. Relaciona esfuerzo de confinamiento, cohesión, ángulo interno de fricción y la relación entre resistencia medida y resistencia hiperbólica última del material.

$$\varepsilon_p = \frac{\frac{\sigma_d}{k_1 \sigma_3^{k_2}}}{\left[ \left( 1 - \frac{\sigma_d R_f}{2C \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi} \right) \cdot \frac{1}{1 - \sin \phi} \right]}$$

Donde

$\varepsilon_p$  = deformación plástica axial

$k_1$  y  $k_2$  = constantes propias de cada material

$k_1 \sigma_3^{k_2}$  = relación que define al módulo tangente inicial como una función de la presión de confinamiento

$C$  = cohesión

$\phi$  = ángulo interno de fricción

$R_f$  = relación entre resistencia medida y resistencia hiperbólica última del material.

**Modelo VESYS:** desarrollado por FHWA (Federal Highway Association) en 1978, está basado en que la deformación permanente es proporcional a la deformación resiliente.

$$\varepsilon_p(N) = \varepsilon \cdot \mu \cdot N^{-\alpha}$$

Donde

$\varepsilon_p(N)$  = deformación permanente o plástica debida a una carga simple o a la aplicación de carga  $N$

$\varepsilon$  = deformación elástica resiliente a la repetición de carga número 200

$N$  = número de repeticiones de carga

$\mu$  = constante de proporcionalidad entre deformación plástica y elástica, y

$\alpha$  = parámetro de la tasa de reducción de deformación permanente con el número de aplicaciones de carga.

**Modelo Exponencial/Log N:** desarrollado por Lentz y Baladi en 1981. Es el modelo más común para describir la deformación permanente en materiales granulares. Indica que el cambio en deformación permanente es mayor durante algunos primeros ciclos de carga luego disminuye con las repeticiones de carga.

$$\varepsilon_p = A \cdot N^b$$

O

$$\log(\varepsilon_p) = a + b \cdot \log(N)$$

Donde

$\varepsilon_p$  = deformación permanente

N = número de aplicaciones de carga

a y b = factores determinados experimentalmente

A = antilogaritmo de a

**Modelo OSU:** desarrollado por la universidad del estado de Ohio para el departamento de transporte de este mismo estado en 1991.

$$\frac{\varepsilon_p}{N} = A \cdot N^m$$

Donde

$\epsilon_p$  = deformación permanente

N = número de aplicaciones de carga

A = constante experimental que depende del material y la condición del estado de esfuerzos

m = constante experimental que depende del tipo de material.

**Modelo de Texas A&M:** desarrollado por Lytton y Tseng en 1986. Es un modelo de 3 parámetros que dependen de los esfuerzos confinantes y desviadores y la densidad.

$$\epsilon_p = \epsilon_o \cdot e^{\left(\frac{-\rho}{N}\right)^\beta}$$

Donde

$\epsilon_p$  = deformación permanente axial

$\epsilon_o$ ,  $\rho$ , y  $\beta$  = parámetros del material

**Modelo RR:** es un modelo desarrollado por Thompson y Naumann en 1993, es llamado también el modelo de tasa de deformación.

$$RR = \frac{RD}{N} = \frac{A}{N^B}$$

Donde

RR = tasa de deformación

RD = profundidad de deformación

A y B = términos desarrollados a través de ensayos de campo de calibración.

**Modelo de Superficie de falla:** desarrollado por Bonaquist y Witczak en 1998. Utiliza la teoría de superficie de falla de la teoría de flujo como criterio de diseño para delimitar la deformación permanente en capas granulares.

$$\xi_N = \frac{1}{N^{1,06}} \bullet \xi_i$$

Donde

$\xi_N$  = deformación permanente a la repetición de carga N,

N = repeticiones de carga

$\xi_i$  = deformación permanente a los primeros ciclos de carga.

La deformación permanente es la sumatoria de las anteriores deformaciones,

$$\varepsilon_p = \sum \xi$$

**Modelo de Acomodo “Shakedown”:** desarrollada por Lekarp y Dawson en 1998, está basado en la teoría del acomodo que dice que un pavimento desarrolla una acumulación progresiva de deformación permanente bajo las cargas repetidas, si la magnitud de las cargas aplicadas exceden un valor límite llamado la carga de acomodo.

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{(L/P_0)} = a \bullet \left( \frac{\sigma_d}{\theta} \right)_{\max}^b$$

Donde

L = ruta de esfuerzos

a y b = propiedades del material

**Modelo de deformación permanente de la Guía de Diseño 2002:** aplica para bases granulares, subbases y subrasantes.

$$\delta_a = \beta_1 \left( \frac{\epsilon_0}{\epsilon_e} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \epsilon_v h$$

Donde:

$\delta_a$  = Deformación Permanente (in),

N = Número de repeticiones de carga,

$\epsilon_0$ ,  $\beta$ , y  $\rho$  = Propiedades de los Materiales,

$\epsilon_r$  = Deformación unitaria Resilente obtenida en laboratorio para obtener las propiedades de los materiales listados arriba (in/in),

$\epsilon_v$  = Deformación unitaria Resilente vertical (in /in),

h = Espesor de la capa (in),

$\beta_1$  = factor de calibración.

$$\log \beta = -0.61119 - 0.017638 W_c$$

$$\log \left( \frac{\epsilon_0}{\epsilon_r} \right) = \frac{(e^{(\rho)^\beta} * a_1 E_r^{b1}) + (e^{(\rho/10^9)^\beta} * a_9 E_r^{b9})}{2}$$

$$\rho = 10^9 \left[ \frac{C_0}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}}$$

$$C_0 = \ln \left[ \frac{a_1 E_r^{b1}}{a_9 E_r^{b9}} \right]$$

$$W_c = 51.712 \left[ \left( \frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{0.64}} \right]^{-0.3586 * GWT^{0.1192}}$$

Donde:

$W_C$  = Contenido de agua (%)

$E_r$  = Módulo resiliente de la capa granular (psi)

GWT = Nivel freático (pies)

$a_1 = 0.15$

$b_1 = 0.0$

$a_9 = 20.0$

$b_9 = 0.0$

## **ANEXOS**

## FASE 1

### ESQUEMA EXPERIMENTAL

#### Objetivos:

- Desarrollar la logística y equipos para la ejecución de ensayos de módulo resiliente con el equipo UTM, para la caracterización de agregados de base y subbase no estabilizados.
- Fabricar dos tipos de molde: uno de 101,6 mm (4 in) de diámetro y 203,2 mm de alto (8 in) y otro de 152,4 mm (6 in) y 304,8 mm (12 in) y que permitan la aplicación de vacío al momento de la compactación.
- Desarrollar 3 métodos de compactación de los objetos de ensayo: impacto manual, impacto mecánico y vibración.

#### Actividades:

1. Investigación bibliográfica y redacción de un marco conceptual claro y definido.

Se cuenta con un marco conceptual basado en:

- Siddhartan, Raj; Characterization of pavement layer material properties.
- Das, Braja; Advanced soil mechanics.

Se complementará con un capítulo de antecedentes técnicos con base en:

- Duncan, J.M.; Strength, stress – strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil masses.
- Barksdale, Richard y Alba, Jorge, Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design. Documento 14 de la NCHRP.
- Guía de diseño AASHTO 2002 (200X).
- Investigaciones varias del TRB.
- Documentación de las universidades de Illinois y Arizona.

## 2. Preparación experimental.

- ❑ Selección de materiales para la construcción de los moldes.
  - Metal no corrosivo.
  - Fitinería para la conexión de la presión de vacío.
  - Ergonomía de los moldes.
- ❑ Definición de estrategias para el método de preparación de los objetos de ensayo ya sea para materiales granulares como suelos.
  - Impacto manual: Martillo Próctor Estándar y/o Modificado.
  - Impacto mecánico: Martillo “Marshall”.
  - Vibración: Martillo neumático “modificado”.

## 3. Validación de modelos de compactación como para el ensayo de módulo resiliente.

- ❑ Selección de tres fuentes de agregado para material de base.
  - Graduaciones A, B y C.
- ❑ Selección de tres fuentes de agregado para material de subbase.
  - Graduaciones A, B y C.
- ❑ Obtención de muestras de campo y ensayos:
  - Granulometría.
  - Abrasión de Los Ángeles.
  - Índice de Durabilidad.
  - Caras Fracturadas.
  - Gravedad Específica y Absorción.
  - Sanidad.
  - Clasificación y límites.
  - Equivalente de Arena.
  - Ensayos Próctor y CBR.
  - Ensayos de módulos.

### **Productos finales:**

1. Dos moldes para la preparación de los objetos de ensayo: uno de 101,6 mm de diámetro y otro de 152,4 mm de diámetro.
2. Diferentes métodos de compactación para los diferentes tipos de materiales, por ejemplo,

Tamaño máximo de agregado	Método probable de compactación
Más de 35 mm	Vibración
De 35 mm a 19 mm	Impacto

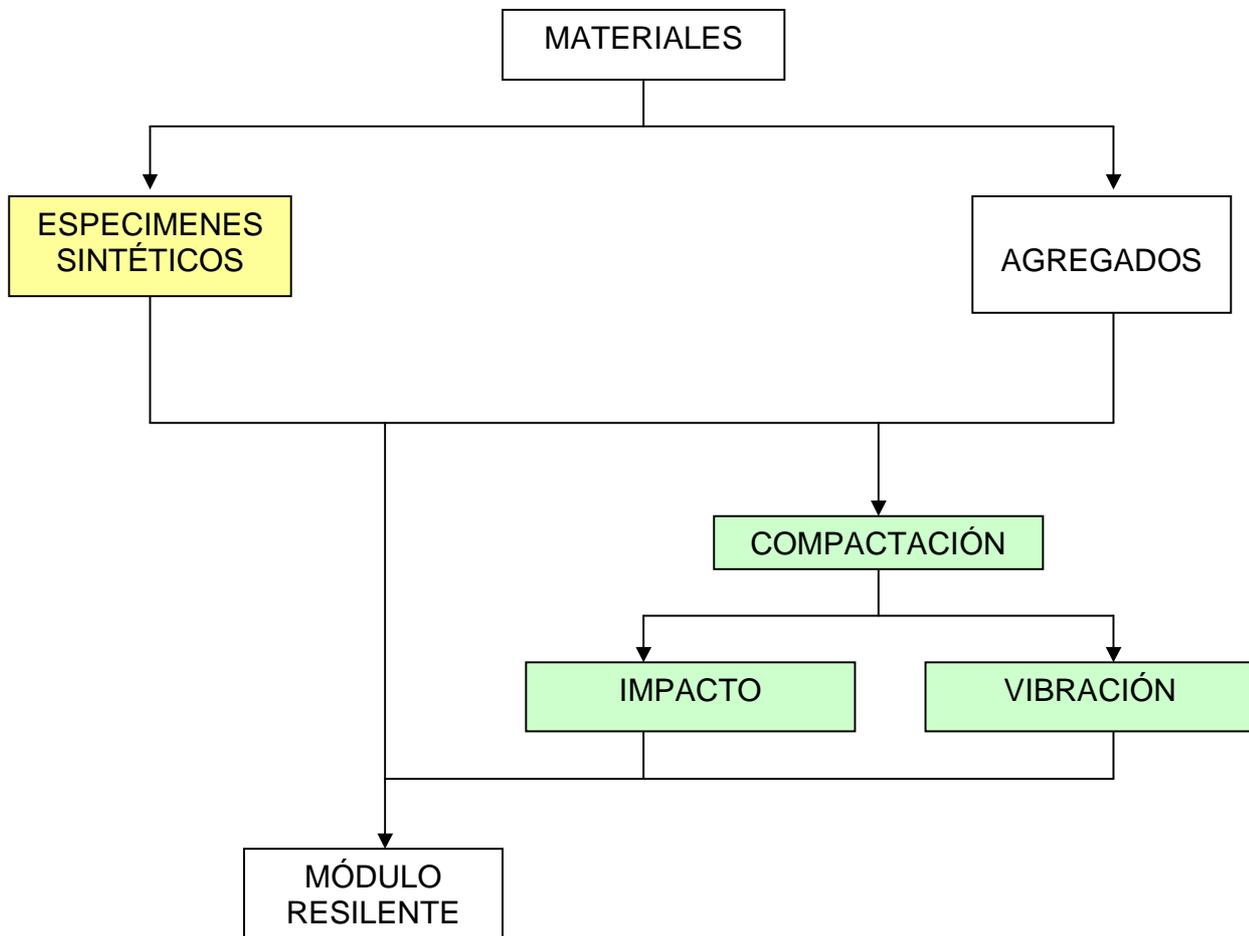
**Programación de actividades:**

La programación de actividades se presenta en la Tabla 1 adjunta.

**Tabla 1: Programación de actividades actualizado a diciembre de 2004.**

Actividad	Descripción	Período
1.	Investigación bibliográfica y marco conceptual.	Realizado en un 100 %.
2.	Selección de herramientas para la modelación.	Realizado en un 100 %.
3.	Preparación experimental.	Avance de un 30%.
4.	Validación de modelos.	Enero a Abril de 2005.
5.	Redacción final fase 1.	Mayo-Junio 2005.

## ESQUEMA EXPERIMENTAL PARA MUESTRAS PREPARADAS EN EL LABORATORIO



## RESULTADOS DE LABORATORIO PARA CARACTERIZACIÓN DE BASES GRANULARES.

### Muestras de agregado.

#### Agregado 1.

Se han evaluado muestras de agregado de base del Proyecto Bribri-Sixaola, que corresponde a material de río. Se designará a este material como **Agregado 1**.

La Tabla 2 presenta la granulometría de los agregados, mientras que las Tablas 3 y 4 presentan los resultados de caracterización física para agregado grueso y fino.

Se están aplicando granulometrías normadas por las Especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes (CR-2002). Se ha considerado una granulometría con tamaño nominal máximo de 50,8 mm (2 in) que cumple con la Especificación A.

MALLA	% PASANDO	% RETENIDO	LÍMITES GRAN. A	
			% PASANDO SUPERIOR	% PASANDO INFERIOR
50,8 mm	100,0	0,0	100,0	100,0
37,5 mm	100,0	0,0	100,0	97,0
25 mm	80,0	20,0	88,4	78,7
19 mm	71,0	9,0	81,0	67,0
12.7 mm	58,6	12,4	68,9	54,9
9.5 mm	51,0	29,0	61,4	47,4
No 4	37,0	14,0	47,0	33,0
No 8	26,9	10,1	35,6	23,6
No 16	18,7	8,2	27,3	16,8
No 30	12,4	6,3	21,3	11,9
No 40	10,0	2,4	19,0	10,0
No 50	8,4	1,6	16,3	7,8
No 100	5,8	2,6	12,1	4,5
No 200	4,0	1,8	9,0	2,0
CHAROLA		4,0		

Tabla 2. Granulometría del Agregado 1.

En la Figura 1, se presenta de manera gráfica la granulometría de este material.

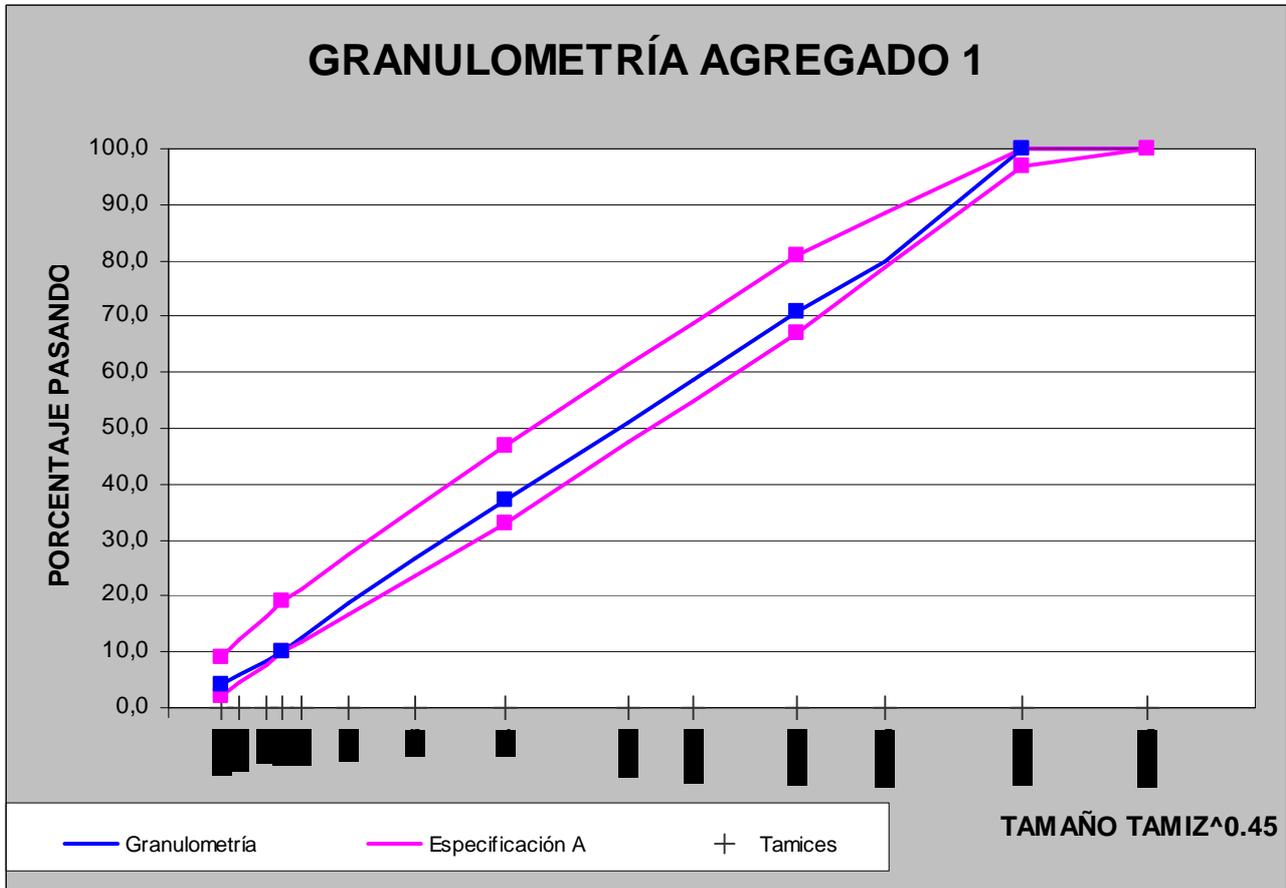


Figura 1. Granulometría del Agregado 1.

ENSAYO	MÉTODO	RESULTADO	CUMPLIMIENTO
Granulometría	ASTM C117-136	-	SÍ
Abrasión de Los Ángeles	ASTM C131	15,7	SÍ
Índice de durabilidad gruesos	AASHTO T 210	90	SÍ
1 cara fracturada	MOP-E109	68,4	SÍ
2 o más caras fracturadas	MOP-E109	61,1	SÍ
Gravedad específica	ASTM C 127	2,70	-
Absorción	ASTM C 127	1,1	-
Sanidad	ASTM C 88	5,14	-

Tabla 3. Caracterización física del material grueso del Agregado 1.

ENSAYO	MÉTODO	RESULTADO	CUMPLIMIENTO
Granulometría	ASTM C117-136	-	SÍ
Índice de durabilidad finos	AASHTO T 210	63	SÍ
Límites de Atterberg	ASTM D 4318	NP	SÍ
Equivalente de arena	AASHTO T 176	63	-
Gravedad específica	IT-CA-05	2,51	-
Absorción	IT-CA-05	3,8	-
Vacíos en finos no compactados	ASTM C 1252	35,4	-
Sanidad	ASTM C 88	8,64	-

**Tabla 4. Caracterización física del material fino del Agregado 1.**

### **Capacidad de soporte a partir del índice de CBR.**

La Tabla 5 presenta los resultados de análisis de Próctor Modificado y los resultados gráficos en la Figura 2. Se utilizó el método D de compactación, usando un molde de 152,4 mm (6 in) y 56 golpes en 5 capas.

	Densidad seca $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	Porcentaje Agua %w
	2067,9	3,0
	2076,0	3,4
	2091,9	4,0
	2085,7	4,3
	2080,6	4,6
<b>Óptimos</b>	<b>2090,0</b>	<b>4,0</b>

**Tabla 5. Ensayo Próctor Modificado, Método D.**

El ensayo de CBR del Agregado 1 se muestra en la Figura 3.

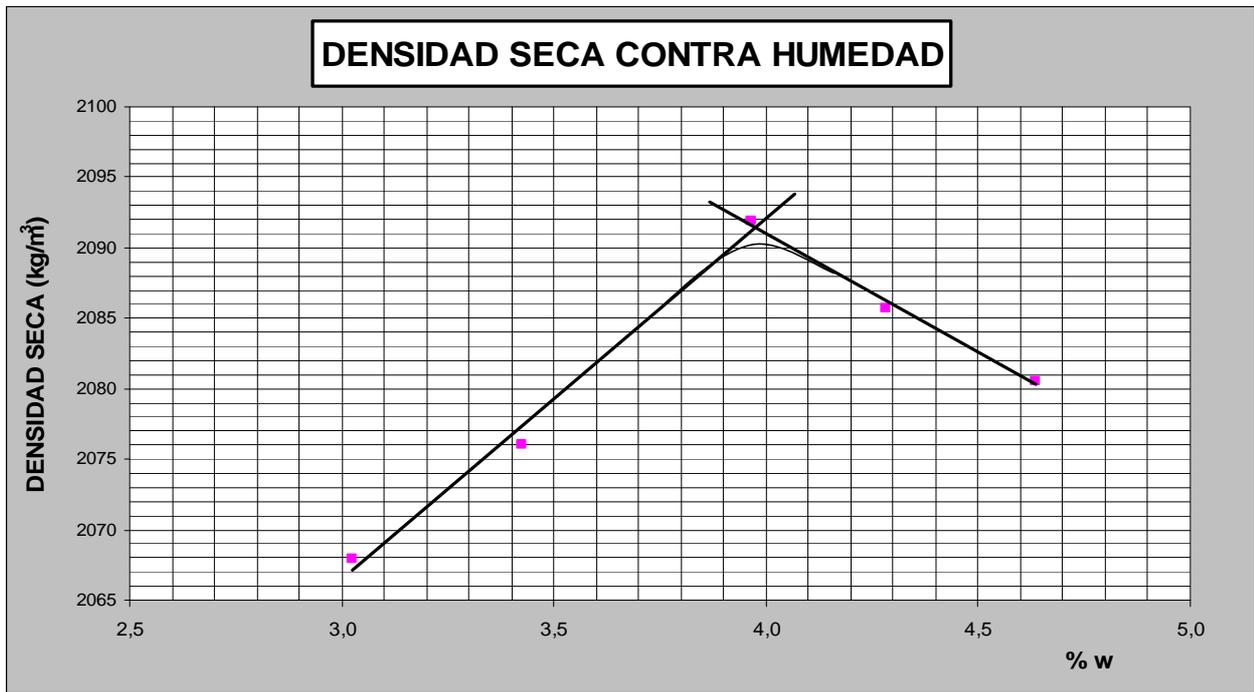


Figura 2. Ensayo de Próctor Modificado para Agregado 1.

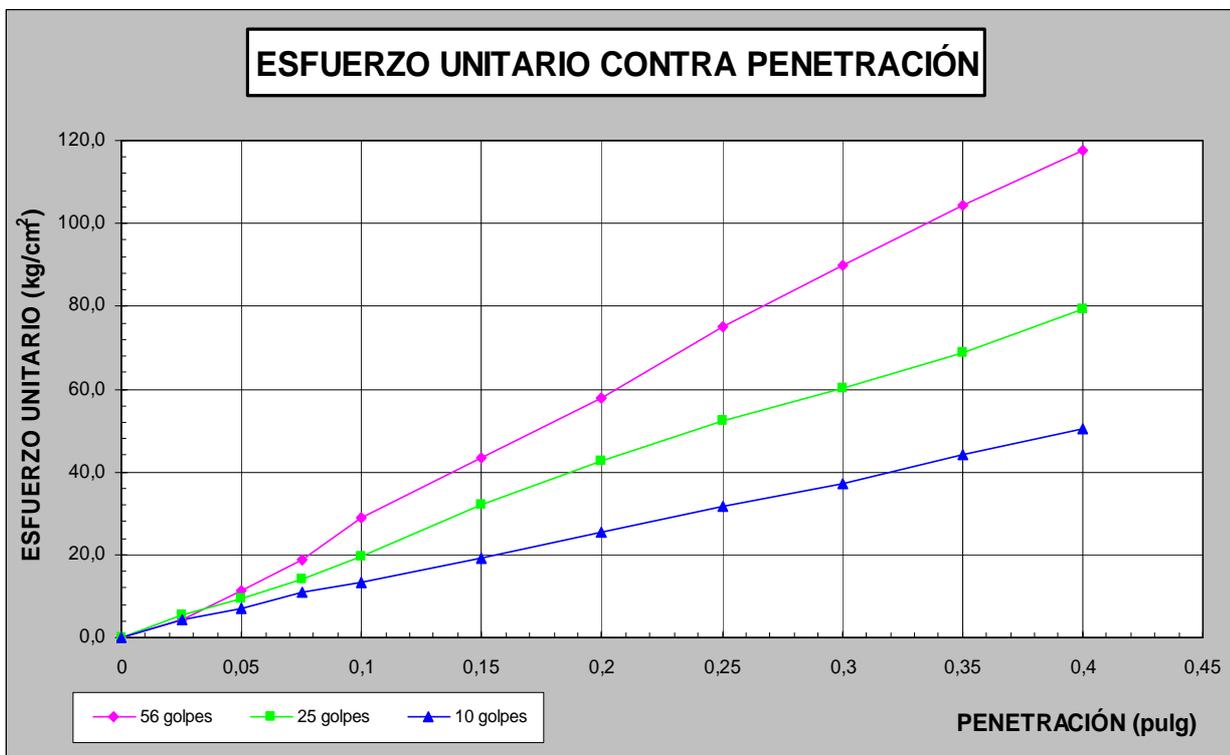
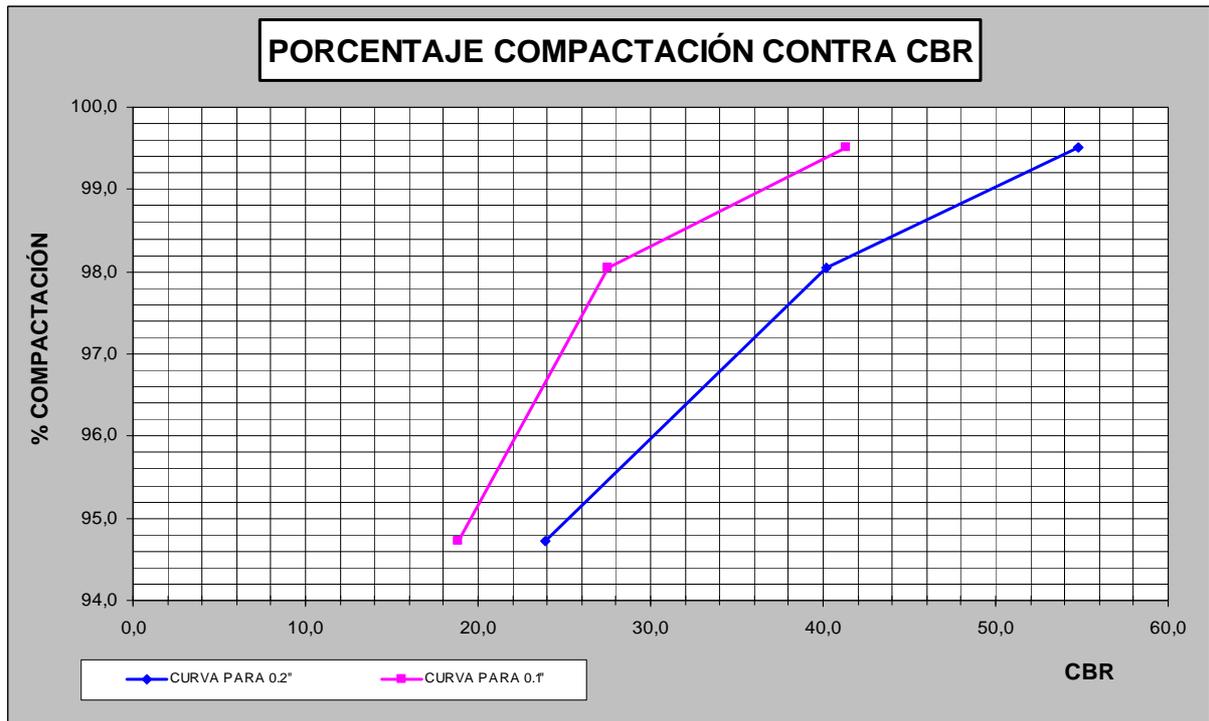


Figura 3. Resistencia a la penetración del Agregado 1.



**Figura 4. CBR del Agregado 1.**

### **Agregado 2.**

Se han evaluado muestras de agregado de “base” del Proyecto Sánchez Carvajal Pérez Zeledón, que corresponde a material de río. Se designará a este material como **Agregado 2.**

La Tabla 6 presenta la granulometría de los agregados, mientras que las Tablas 7 y 8 presentan los resultados de caracterización física para agregado grueso y fino.

Se están aplicando granulometrías normadas por las Especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes (CR-2002). Se ha considerado una granulometría con tamaño nominal máximo de 50,8 mm (2 in) que **NO** cumple con la Especificación A.

En la Figura 5, se presenta de manera gráfica la granulometría de este material.

MALLA	% PASANDO	% RETENIDO	LÍMITES GRAN. A	
			% PASANDO SUPERIOR	% PASANDO INFERIOR
50,8 mm	100,0	0,0	100,0	100,0
37,5 mm	100,0	0,0	100,0	97,0
25 mm	85,0	15,0	88,4	78,7
19 mm	67,0	18,0	81,0	67,0
12.7 mm	53,0	14,0	68,9	54,9
9.5 mm	43,0	42,0	61,4	47,4
No 4	30,0	13,0	47,0	33,0
No 8	22,0	8,0	35,6	23,6
No 16	15,0	7,0	27,3	16,8
No 30	11,0	4,0	21,3	11,9
No 40	9,1	1,9	19,0	10,0
No 50	7,7	1,4	16,3	7,8
No 100	5,6	2,1	12,1	4,5
No 200	4,2	1,4	9,0	2,0
CHAROLA		4,2		

Tabla 6. Granulometría del Agregado 2.

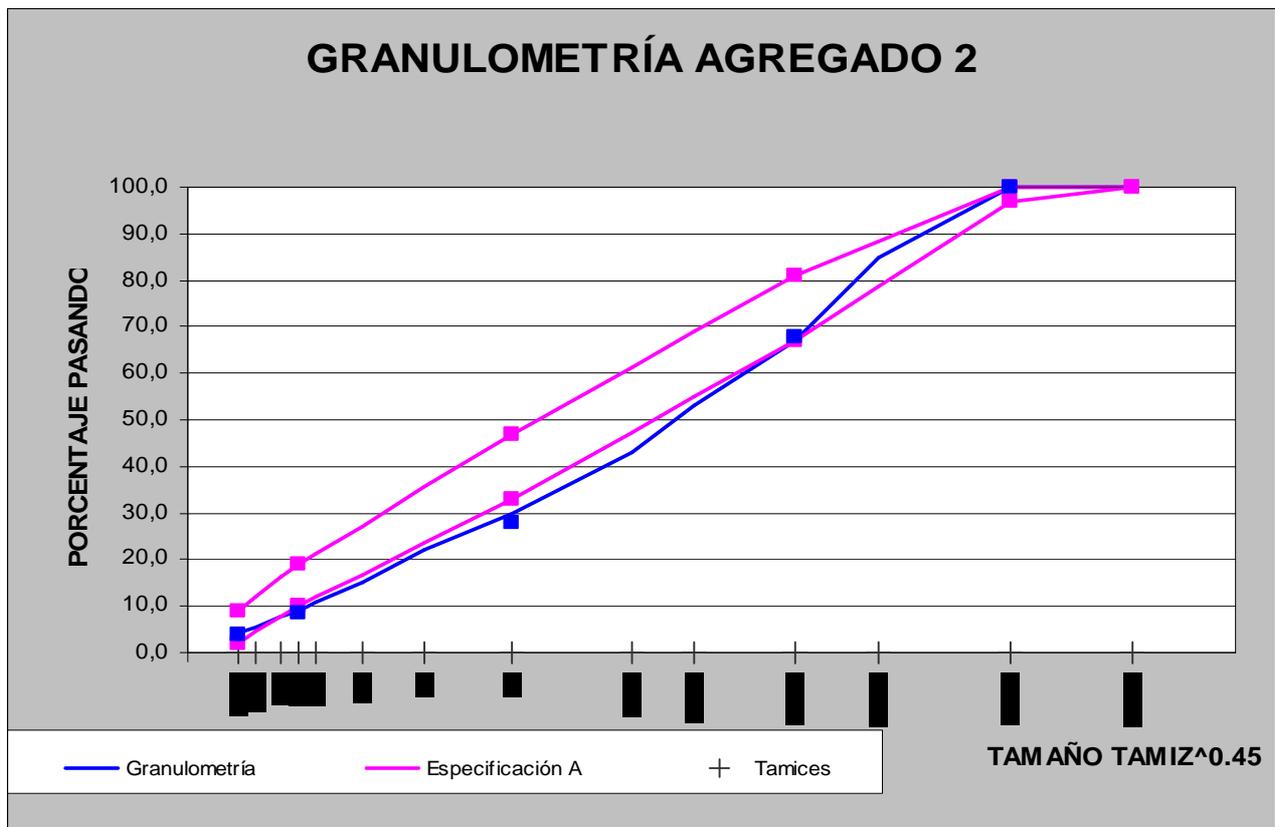


Figura 5. Granulometría del Agregado 2.

ENSAYO	MÉTODO	RESULTADO	CUMPLIMIENTO
Granulometría	ASTM C117-136	-	NO
Abrasión de Los Ángeles	ASTM C131	16,7	SÍ
Índice de durabilidad gruesos	AASHTO T 210	90	SÍ
1 cara fracturada	MOP-E109	88,7	SÍ
2 o más caras fracturadas	MOP-E109	87,2	SÍ
Gravedad específica	ASTM C 127	2,78	-
Absorción	ASTM C 127	1,0	-
Sanidad	ASTM C 88	1,5	-

**Tabla 7. Caracterización física del material grueso del Agregado 2.**

ENSAYO	MÉTODO	RESULTADO	CUMPLIMIENTO
Granulometría	ASTM C117-136	-	SÍ
Índice de durabilidad finos	AASHTO T 210	67	SÍ
Límites de Atterberg	ASTM D 4318	NP	SÍ
Equivalente de arena	AASHTO T 176	63	-
Gravedad específica	IT-CA-05	2,49	-
Absorción	IT-CA-05	4,7	-
Vacíos en finos no compactados	ASTM C 1252	35,3	-
Sanidad	ASTM C 88	3,44	-

**Tabla 8. Caracterización física del material fino del Agregado 2.**

### **Capacidad de soporte a partir del índice de CBR.**

La Tabla 9 presenta los resultados de análisis de Próctor Modificado y los resultados gráficos en la Figura 6. Se utilizó el método D de compactación, usando un molde de 152,4 mm (6 in) y 56 golpes en 5 capas.

	Densidad seca $\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	Porcentaje Agua %w
	2079,0	2,8
	2048,2	2,6
	2096,6	3,3
	2084,7	3,8
	2072,4	4,4
<b>Óptimos</b>	<b>2096,0</b>	<b>3,3</b>

**Tabla 9. Ensayo Próctor Modificado, Método D.**

El ensayo de CBR del Agregado 2 se muestra en la Figura 8.

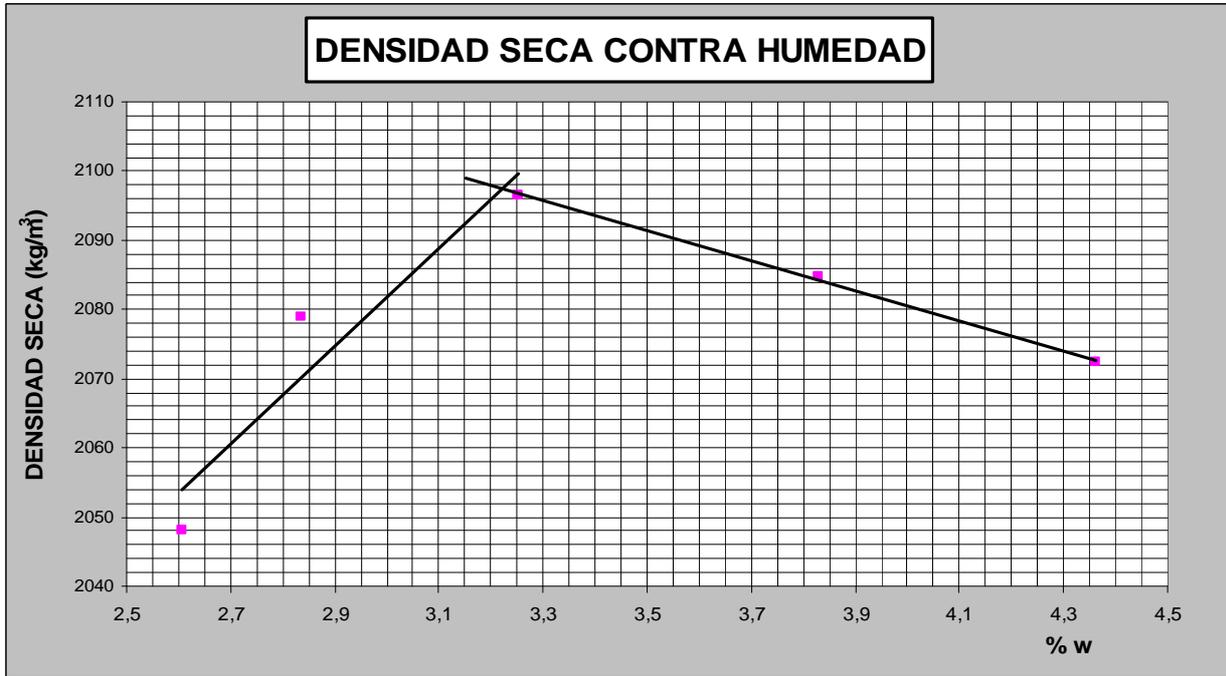


Figura 6. Ensayo de Próctor Modificado para Agregado 2.

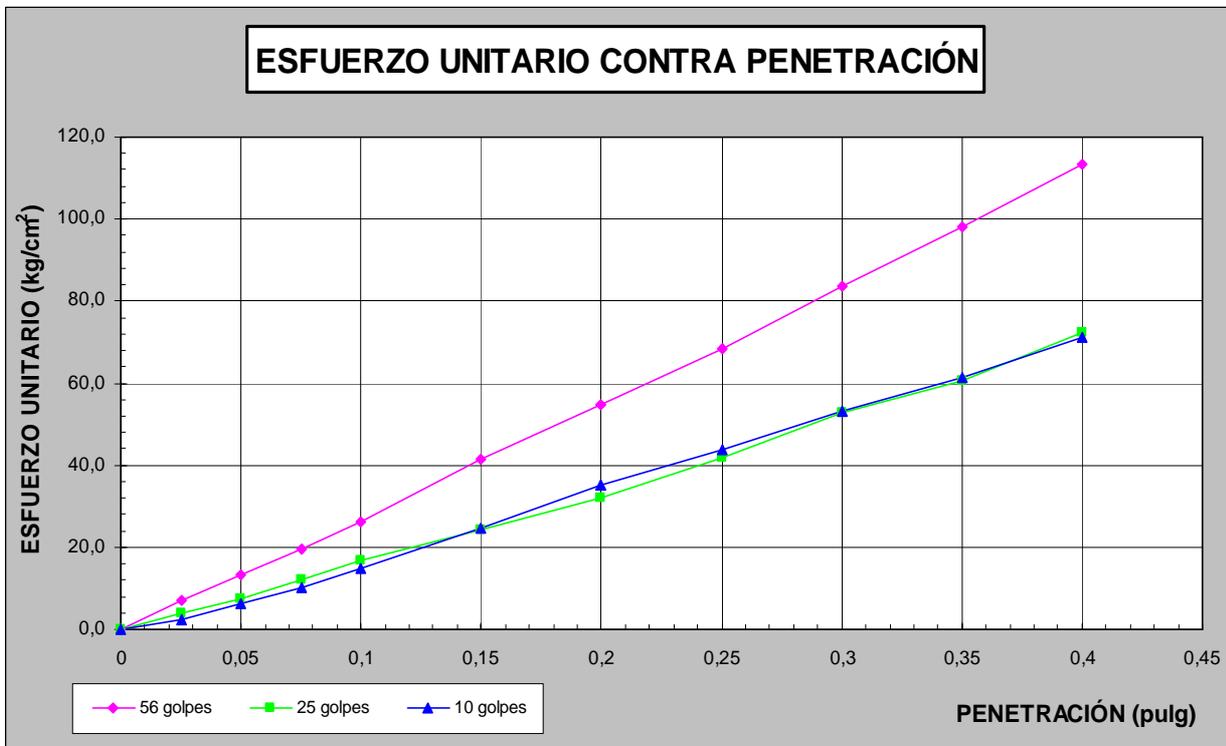


Figura 7. Resistencia a la penetración del Agregado 2.

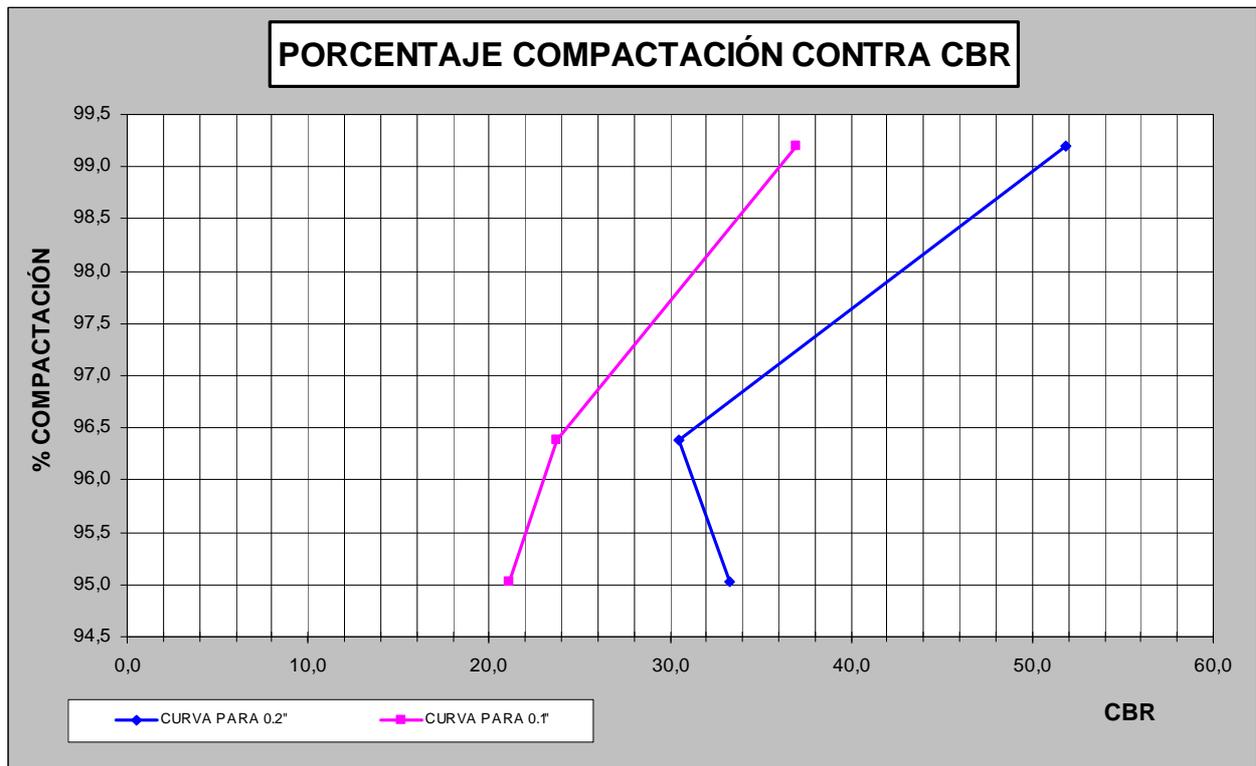


Figura 8. CBR del Agregado 2.

Se introduce una tabla (Tabla 10) de resumen para la comparación de los Próctor y CBR de los agregados 1 y 2.

Fuente de Agregado	Nº Muestra	MÉTODO	Próctor Modificado		CBR					
			Densidad máxima	%w óptimo	% Compactación	%w	0,1"	0,2"		
Bribri-Sixaola	0613-04	C	2117	6,8	101,0	5,6	60,9	104,5		
					96,2	6,3	25,6	47,9		
					95,8	6,6	19,3	32,8		
		D			2090	4,0	99,5	3,9	41,4	54,8
							98,1	3,6	27,6	40,2
							94,6	3,9	18,8	23,9
Zona Sur	0629-04	C	2118	5,5			101,1	4,3	24,2	51,7
							96,3	4,7	30,7	51,6
							-	-	-	-
		D			2096	3,3	99,2	2,5	36,9	51,8
							96,4	3,1	23,8	30,5
							95,0	3,0	21,1	33,3

Tabla 10. Resumen de resultados para los agregados 1 y 2.

### **Agregado 3.**

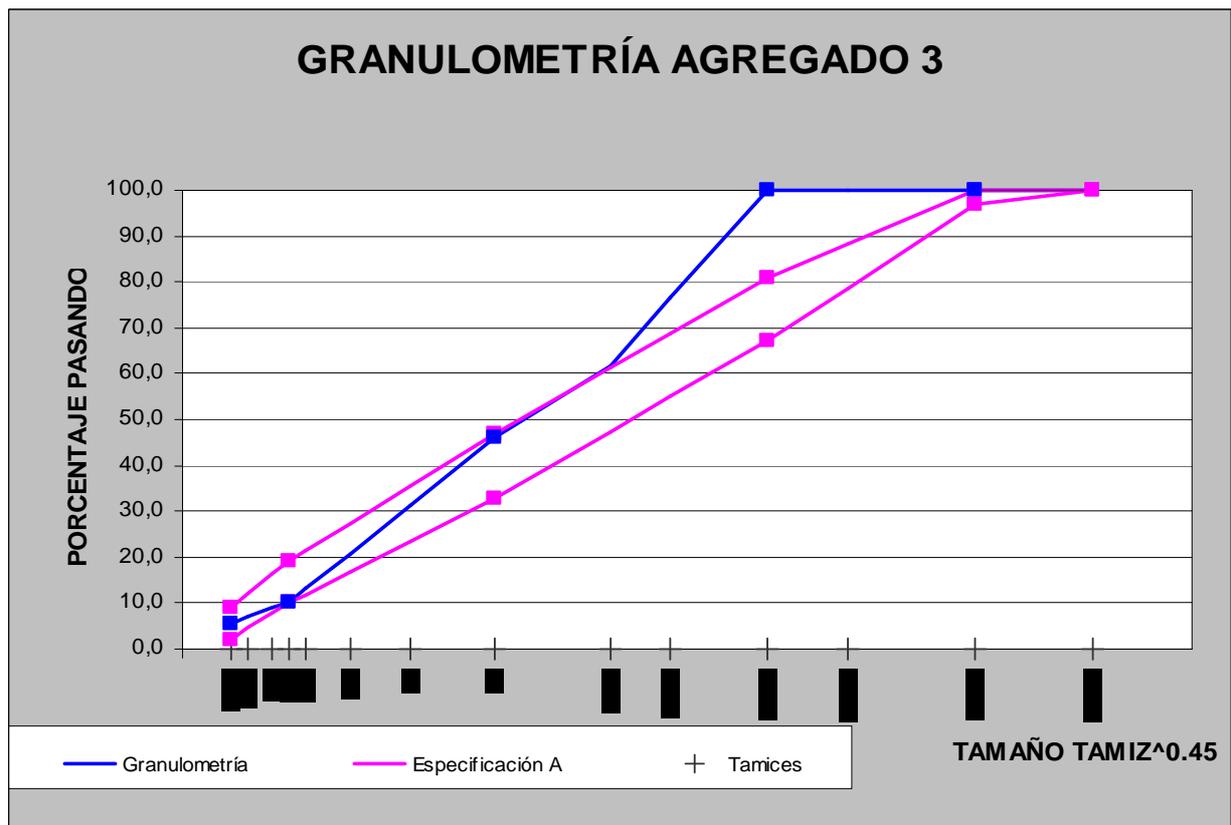
Se han evaluado muestras de agregado de Nicoya, que corresponde a material de tajo. Se designará a este material como **Agregado 3.**

La Tabla 11 presenta la granulometría de los agregados, mientras que las Tablas 12 y 13 presentan los resultados de caracterización física para agregado grueso y fino.

Se están aplicando granulometrías normadas por las Especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes (CR-2002). Se ha considerado una granulometría con tamaño nominal máximo de 50,8 mm (2 in) que **NO** cumple con la Especificación A.

MALLA	% PASANDO	% RETENIDO	LÍMITES GRAN. A	
			% PASANDO SUPERIOR	% PASANDO INFERIOR
50,8 mm	100,0	0,0	100,0	100,0
37,5 mm	100,0	0,0	100,0	97,0
25 mm	100,0	0,0	88,4	78,7
19 mm	100,0	0,0	81,0	67,0
12.7 mm	76,4	23,6	68,9	54,9
9.5 mm	61,9	38,1	61,4	47,4
No 4	45,9	16,0	47,0	33,0
No 8	31,3	14,6	35,6	23,6
No 16	20,7	10,6	27,3	16,8
No 30	13,1	7,6	21,3	11,9
No 40	10,0	3,1	19,0	10,0
No 50	8,8	1,2	16,3	7,8
No 100	7,0	1,8	12,1	4,5
No 200	5,6	1,4	9,0	2,0
CHAROLA		5,6		

**Tabla 11. Granulometría del Agregado 3.**



**Figura 9. Granulometría del Agregado 3.**

ENSAYO	MÉTODO	RESULTADO	CUMPLIMIENTO
Granulometría	ASTM C117-136	-	-
Abrasión de Los Ángeles	CR 2002	24,9	SÍ
Índice de durabilidad gruesos	AASHTO T 210	94	SÍ
1 cara fracturada	MOP-E109	100	SÍ
2 o más caras fracturadas	MOP-E109	100	SÍ
Gravedad específica	ASTM C 127	2,69	-
Absorción	ASTM C 127	0,4	-
Sanidad	ASTM C 88	PENDIENTE	-

**Tabla 12. Caracterización física del material grueso del Agregado 3.**

ENSAYO	MÉTODO	RESULTADO	CUMPLIMIENTO
Granulometría	ASTM C117-136	-	SÍ
Índice de durabilidad finos	AASHTO T 210	82	SÍ
Límites de Atterberg	ASTM D 4318	2,2	SÍ
Equivalente de arena	AASHTO T 176	68	-
Gravedad específica	IT-CA-05	2,53	-
Absorción	IT-CA-05	2,4	-
Vacíos en finos no compactados	ASTM C 1252	38,5	-
Sanidad	ASTM C 88	2,39	-

**Tabla 13. Caracterización física del material fino del Agregado 3.**

## **FASE 2**

### **ESQUEMA EXPERIMENTAL**

#### **Objetivos:**

- Identificar los modelos más exactos para caracterizar el módulo resiliente y la deformación permanente de los materiales de base y subbase sin estabilizar a ser utilizados en un análisis de multicapa elástica (no lineal) y modelos de elemento finito.
- Desarrollar modelos nacionales para la correlación de esfuerzos y deformaciones en materiales granulares de base y subbase para evaluar el módulo resiliente para utilizar en el diseño estructural de pavimentos, tomando en cuenta el nivel tensional propio de una base y subbase.
- Desarrollar modelos nacionales para la predicción de la deformación permanente en materiales granulares de base y subbase.

#### **Actividades:**

##### 1. Preparación experimental:

- Selección de ensayos de laboratorio.
  - Módulo resiliente: AASHTO T 307-99.
  - Ensayos triaxiales.
- Selección de tres fuentes de agregado para material de base.
  - Graduaciones A, B y C.
- Selección de tres fuentes de agregado para material de subbase.
  - Graduaciones A, B y C.
- Caracterización de las fuentes de agregado.
  - Granulometría.
  - Abrasión de Los Ángeles.
  - Índice de Durabilidad.
  - Caras Fracturadas.
  - Gravedad Específica y Absorción.

- Sanidad.
- Clasificación y límites.
- Equivalente de Arena.
- Ensayos Próctor y CBR.
- Ensayos de módulos y triaxiales.
- Ensayo de Deformación Permanente.

## 2. Selección de herramientas para la modelación.

- Software para UTM: obtenido en enero de 2003.
- Software para modelación con elemento finito y análisis multicapa elástico.
  - EverFE.
  - EverFlex.
  - SAP 2000.
  - FEDAM.
  - EverStress.
  - **Circly (en proceso de compra).**
  - **Illipave**
  - GTPave

## 3. Validación de modelos.

- Estudios de regresión.
  - Módulos de rigidez en función de ensayos convencionales.
  - Esfuerzos y deformaciones: respuesta mecanística.
  - Deformación permanente.
- Modelación con elemento finito. Retrocálculo de módulos usando Elemento Finito.

### **Producto final:**

1. Logística para la realización de ensayos de módulo resiliente, ensayos triaxiales con UTM y deformación permanente.
2. Correlación de CBR y tipo de material, con módulos de rigidez y deformación permanente.
3. Logística para la modelación del desempeño de pavimentos con software de elemento finito, considerando materiales no estabilizados.

### **Programación de actividades:**

La programación de actividades se presenta en la Tabla 2 adjunta.

**Tabla 2: Programación de actividades actualizado a diciembre de 2004.**

<b>Actividad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Período</b>
1.	Selección de herramientas para la modelación.	Actividad concluida.
2.	Preparación experimental.	Junio a Noviembre de 2005.
3.	Validación de modelos.	Agosto a Noviembre de 2005.
4.	Redacción final.	Diciembre 2005.

## **MODELACIÓN MECANÍSTICA PARA CAPAS GRANULARES**

Para la realización de un análisis mecánico de capas granulares en estructuras de pavimento flexible se procede a modelar diferentes escenarios de estructuras, como se observa en la Tabla 1, donde se aprecian diferentes espesores y propiedades mecánicas tanto de los materiales granulares por analizar (base y sub-base) como del resto de las capas que afectan la respuesta estructural del pavimento completo.

<b>Carpeta Asfáltica</b>		<b>Base Granular</b>		<b>Sub-base</b>		<b>Sub-rasante</b>	<b>Carga Aplicada (kN)</b>
<b>Espesor</b>	<b>MR (MPa)</b>	<b>Espesor</b>	<b>MR (MPa)</b>	<b>Espesor</b>	<b>MR (MPa)</b>	<b>MR (MPa)</b>	
5	2760	20	172	30	103	21	20
10	4140	30	240	50	138	48	40
15			310		172		60
							80

**Tabla 1. Escenarios de carga estructural**

Para llevar a cabo el análisis se procede a simular las diferentes combinaciones en un programa de análisis estructural de multicapa elástica, donde se consideraron parámetros respuesta como esfuerzo vertical en la parte superior y media de cada capa

granular y el esfuerzo horizontal en la parte media de cada capa, con sus respectivas deformaciones unitarias, como se muestra en la Figura 1.

Del análisis realizado se puede concluir lo siguiente:

- El incremento en rigidez, tanto de la sub-rasante como de la sub-base, no producen diferencias significativas en los resultados mecánicos de esfuerzo y deformación unitaria obtenidos.
- El incremento de carga aplicada produce un aumento en los esfuerzos verticales (compresión) y deformaciones unitarias en igual magnitud o pendiente, sin embargo este aumento no se produce de la misma forma para los esfuerzos horizontales (tensión), los cuales no crecen en la misma magnitud con que crecen las deformaciones unitarias como se observa en la Figura 2.

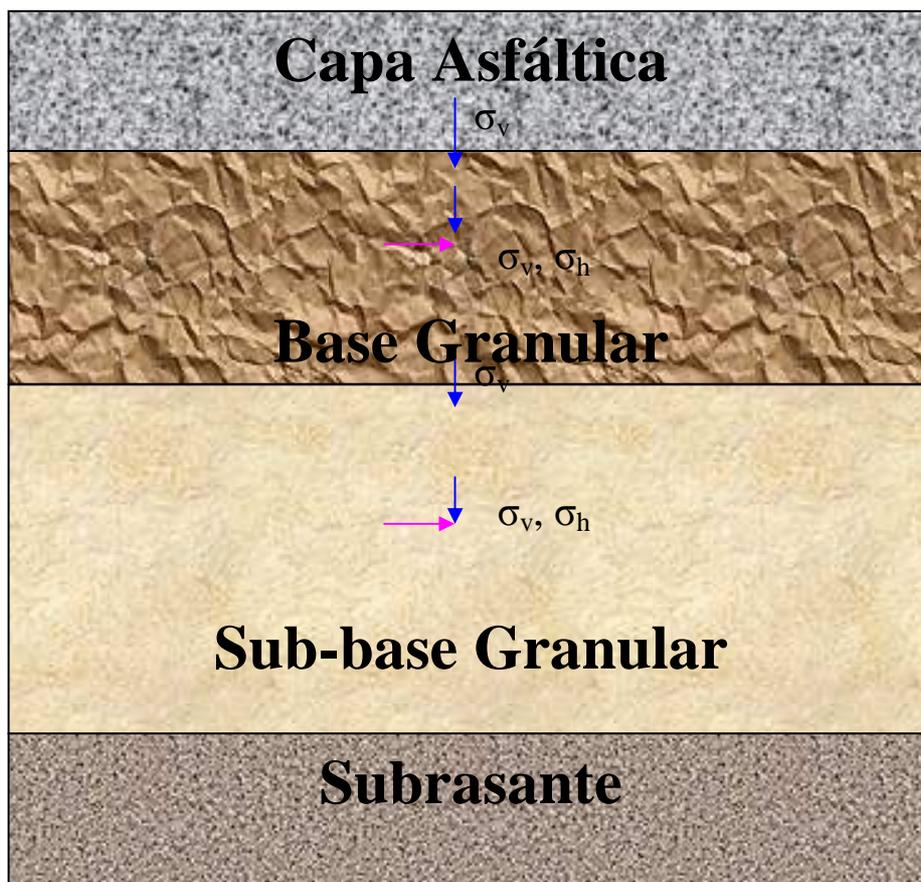
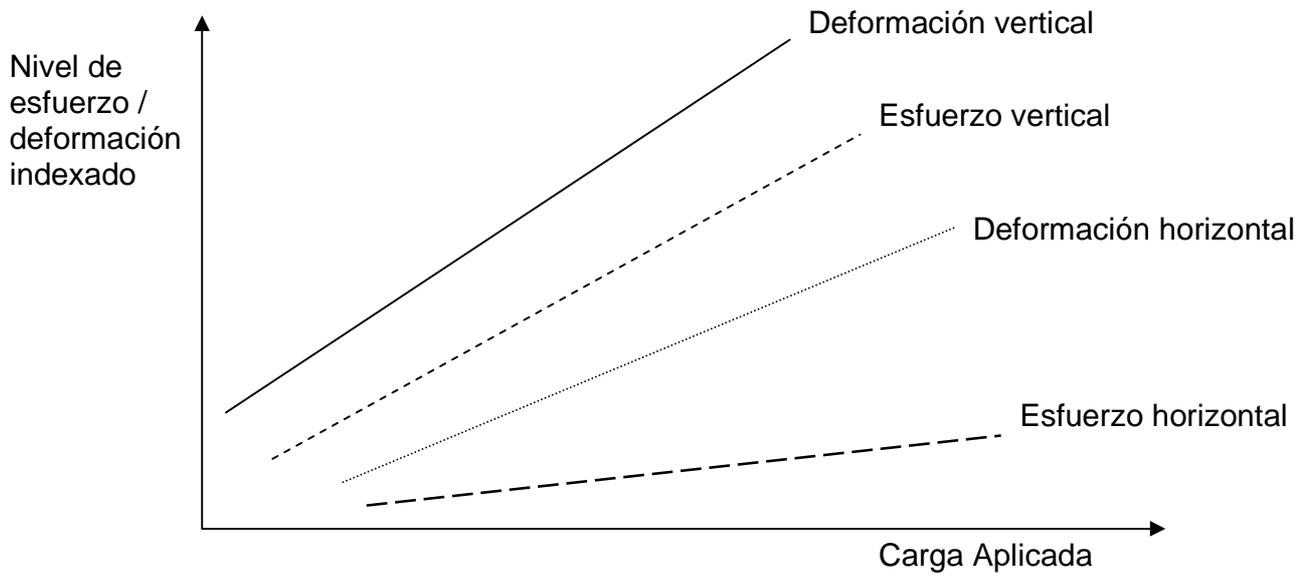


Figura 1. Esquema de análisis multicapa elástica para capas granulares.

- Un aumento del espesor de las capas granulares produce un aumento en los esfuerzos verticales y una disminución en las deformaciones unitarias calculados en el centro de la capa, al considerar una sola carga, mientras que no se observan diferencias significativas en los esfuerzos horizontales por tensión en el centro de las capas, aunque lo que respecta a deformación horizontal por tensión si presenta una disminución al efectuar un incremento en el espesor de la capa.
- Conforme mayor rigidez de la base, mayores los niveles de esfuerzo tanto vertical como horizontal obtenidos con el aumento de carga, mientras se observa una disminución en las deformaciones unitarias al tener una base más rígida, manteniendo un incremento de deformación al aumentar la carga aplicada.
- El incremento, tanto en el espesor de capa asfáltica como en su rigidez, determinan un mayor efecto relativo del crecimiento en carga aplicada. Conforme mayor es el espesor de la capa asfáltica, menor es el crecimiento en los niveles de esfuerzo y deformación unitaria al aumentar la carga aplicada. A la vez el incremento en espesor de la carpeta determina un decremento en los niveles de esfuerzo y deformación relativos a cada carga aplicada.
- Para el caso de las sub-bases los esfuerzos verticales de compresión tienden a igualarse con los esfuerzos horizontales de tensión, es aquí donde el efecto de la aplicación de la carga afecta en mayor medida a las deformaciones unitarias tanto verticales como horizontales, esto es, que mientras un aumento de la carga no produce aumentos significativos en el nivel de estado de esfuerzos, mientras que para las deformaciones unitarias produce un aumento considerable en la deformación al aumentar la carga.

En la Tabla 2 se muestran rangos de esfuerzos en los puntos descritos anteriormente, para los casos que producen en cambio significativo de respuesta mecánica.

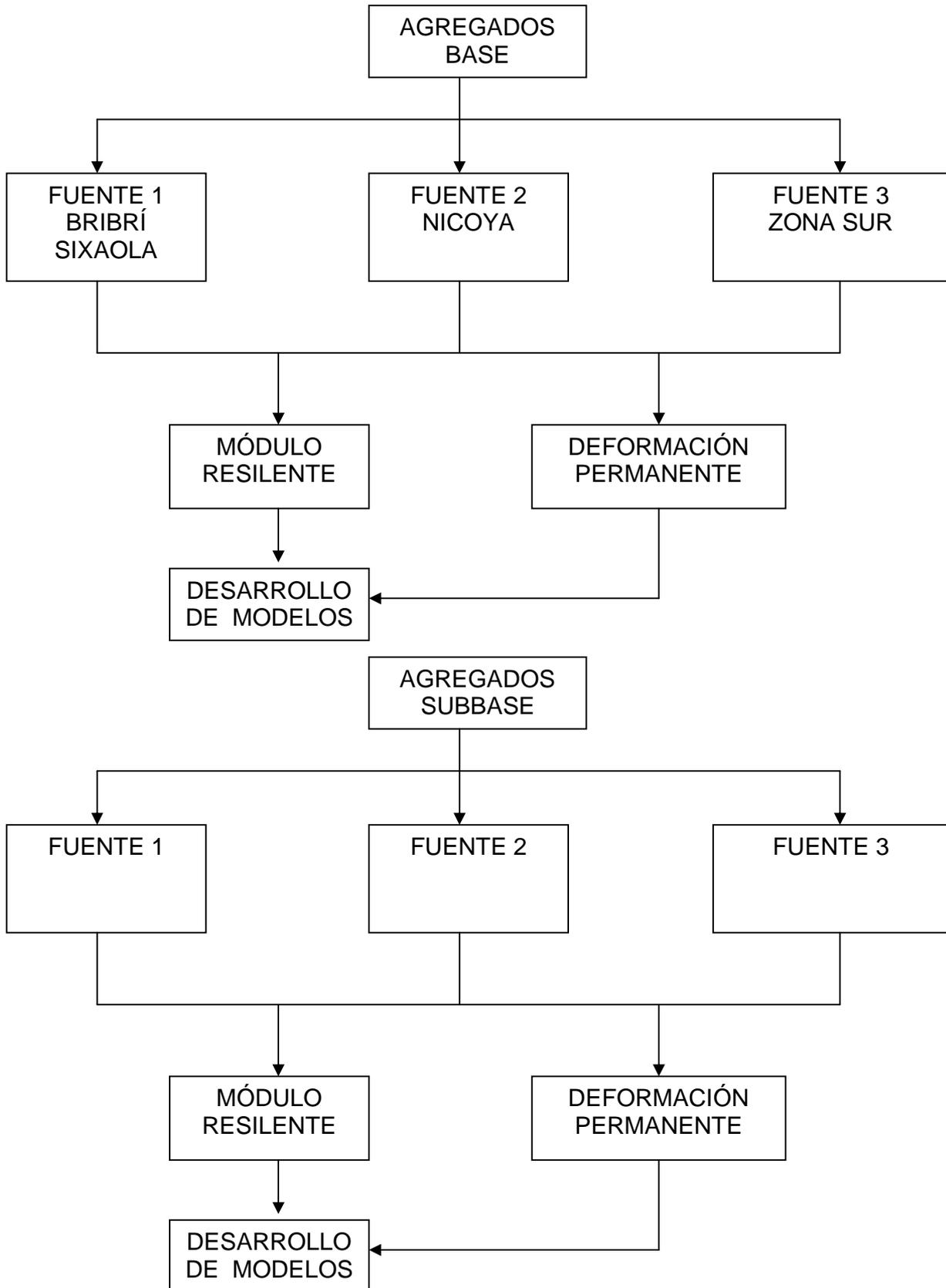


**Figura 2. Efecto de la aplicación de carga sobre estado tensional de las capas granulares.**

Espesor de carpeta (cm)	Carga (kN)	Esfuerzo vertical en la mitad de la base granular (kPa)	Esfuerzo horizontal en la mitad de la base granular (kPa)	Esfuerzo vertical en la mitad de la sub-base granular (kPa)	Esfuerzo horizontal en la mitad de la sub-base granular (kPa)
5	20	140 – 190	4 – 6	20 – 28	15 - 22
	40	250 – 300	11 – 14	25 – 55	30 – 45
	60	350 – 370	11 – 25	55 – 75	50 - 60
	80	380 – 410	15 – 39	70 - 90	65 - 80
10	20	50 – 90	5 – 20	10 - 17	14 - 17
	40	110 – 155	8 – 35	20 - 33	28 - 35
	60	155 – 205	9 – 45	30 - 47	40 - 52
	80	200 – 245	9 - 55	40 - 60	55 - 68
15	20	25 – 50	8 – 20	6 – 11	11 - 14
	40	60 – 90	14 – 35	12 - 21	23 - 28
	60	90 – 125	20 – 50	20 - 32	34 – 42
	80	120 - 155	22 - 60	28 - 42	45 - 57

**Tabla 2. Estados de esfuerzo en el centro de las capas granulares.**

# ESQUEMA EXPERIMENTAL PARA MUESTRAS PREPARADAS EN EL LABORATORIO



## **FASE 3**

### **ESQUEMA EXPERIMENTAL**

#### **Objetivo:**

- Correlacionar módulos de rigidez medidos en el laboratorio con módulos retrocalculados a partir de deflectometría de impacto (FWD).

#### **Actividades:**

##### 1. Preparación experimental:

- Definición de estrategias para ensayos de campo: a) retrocálculo de módulos, b) software para retrocálculo de módulos.
- Valoración teórica para la correlación de módulos de rigidez de laboratorio y módulos de rigidez de campo.
- Selección de puntos de muestreo de campo: a) diferentes materiales de base, b) diferentes materiales de sub-base, c) diferentes materiales de sub-rasante (más cohesiva, más granular).
- Caracterización de las fuentes de agregado.
  - Granulometría.
  - Abrasión de Los Ángeles.
  - Índice de Durabilidad.
  - Caras Fracturadas.
  - Gravedad Específica y Absorción.
  - Sanidad.
  - Clasificación y límites.
  - Equivalente de Arena.
  - Ensayos Próctor y CBR.
  - Ensayos de módulos y triaxiales.
  - Ensayo de Deformación Permanente.
  - Deflectometría de impacto y retrocálculo de módulos.
  - Medición de espesores.
  - CBR en sitio para sub-rasante.
  - Cono de penetración dinámico

## 2. Validación de modelos.

- Estudios de regresión.
  - Módulos de rigidez de laboratorio vs. módulos de rigidez de sitio.
  
- Modelación con elemento finito. Retrocálculo de módulos usando Elemento Finito.

### **Producto final:**

1. Factores de correlación laboratorio / sitio para módulos de rigidez.

### **Programación de actividades:**

La programación de actividades se presenta en la Tabla 3 adjunta.

**Tabla 3: Programación de actividades actualizado a diciembre de 2004.**

<b>Actividad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Período</b>
<b>1.</b>	Preparación experimental.	Abril a Julio 2005.
<b>2.</b>	Validación de modelos.	Julio a Octubre 2005.
<b>3.</b>	Redacción final.	Diciembre de 2005.